

DÉFORMATIONS DIFFÉRÉES ET EFFETS D'ÉCHELLE DES BÉTONS DE BARRAGE

THÈSE N° 2624 (2002)

PRÉSENTÉE À LA FACULTÉ DES SCIENCES ET TECHNIQUES DE L'INGÉNIEUR

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES TECHNIQUES

DANS LE DOMAINE DES MATÉRIAUX

PAR

Abdelkrim BENGOUAM

ingénieur d'Etat en Travaux Publics de l'ENTP d'Alger,
DEA en mécanique des solides et des structures, ENS de Cachan, France
et de nationalité algérienne

acceptée sur proposition du jury:

Prof. C. Huet, directeur de thèse
Prof. E. Brühwiler, rapporteur
Dr G. Darbre, rapporteur
Prof. A. Ehrlacher, rapporteur

Lausanne, EPFL
2003

*à mes parents,
à Hakima & Anis,
à la mémoire du prof. Christian Huet.*

Table des matières

TABLE DES MATIERES.....	I
VERSION ABREGEE.....	V
SUMMARY.....	VII
REMERCIEMENTS.....	IX
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 POSITION DU PROBLÈME	1
1.2 CONTEXTE DE L'ÉTUDE.....	2
1.3 SIGNIFICATION POUR L'INGÉNIEUR PRATICIEN	3
1.4 PARTICULARITÉ DES BÉTONS DE BARRAGE.....	3
1.5 OBJECTIFS	4
1.6 MÉTHODE DE RECHERCHE ET ÉTENDUE DE L'ÉTUDE	5
1.7 CONTENU DE LA THÈSE.....	7
PARTIE I ETAT DES CONNAISSANCES	9
CHAPITRE 2 LES DÉFORMATIONS DIFFÉRÉES DU BÉTON – DÉFINITIONS	11
2.1 LES DÉFORMATIONS DU BÉTON	11
2.2 FLUAGE	12
2.3 RECOUVRANCE	13
2.4 RELAXATION	13
2.5 EFFACEMENT.....	13
2.6 RETRAIT	14
2.7 DÉFORMATION INSTANTANÉE	14
2.8 DÉFORMATION THERMIQUE.....	15
2.9 VIEILLISSEMENT	15
CHAPITRE 3 LA STRUCTURE DU BÉTON	17
3.1 LA STRUCTURE DE LA PÂTE DE CIMENT DURCIE	17
3.2 LA STRUCTURE SOLIDE	17
3.2.1 Les Silicates de calcium hydratés (C-S-H).....	18
3.2.2 La portlandite Ca(OH)_2	22
3.2.3 Les sulfoaluminates de calcium hydratés.....	22
3.2.4 Les grains de ciment anhydres.....	22
3.3 LA POROSITÉ	22
3.3.1 Les pores capillaires	23
3.3.2 Les pores de gel.....	23
3.3.3 L'air occlus.....	24
3.4 L'EAU DANS LA PÂTE DE CIMENT DURCIE	24
3.4.1 L'eau chimiquement liée	24
3.4.2 L'eau adsorbée	24
3.4.3 L'eau capillaire	24

CHAPITRE 4	LES DÉFORMATIONS LIBRES	27
4.1	LE RETRAIT ENDOGÈNE	27
4.2	LE RETRAIT THERMIQUE	29
4.3	LE RETRAIT HYDRIQUE (RETRAIT DE DESSICCATION)	30
4.4	LE RETRAIT DE CARBONATATION	30
4.5	LA FISSURATION DUE AUX RETRAITS	31
CHAPITRE 5	LE COMPORTEMENT DU BÉTON SOUS CHARGE	33
5.1	LES MÉCANISMES PHYSICO-CHIMIQUES DU FLUAGE	33
5.2	LES MÉCANISMES AU NIVEAU DE LA MICROSTRUCTURE DE LA PÂTE DE CIMENT	33
5.2.1	<i>L'énergie d'activation</i>	34
5.2.2	<i>Mouvement de l'eau adsorbée et pression de disjonction</i>	38
5.2.3	<i>Ecoulement visqueux, cisaillement interfeuillet</i>	40
5.2.4	<i>Le vieillissement</i>	42
5.3	LES MÉCANISMES APPARENTS	43
5.4	LES FACTEURS INFLUENÇANT LE FLUAGE	44
5.4.1	<i>Influence intrinsèque</i>	44
5.4.2	<i>Influence extrinsèque</i>	48
5.5	FLUAGE AVEC SÉCHAGE : INTERACTION ENTRE LE FLUAGE ET LE RETRAIT (EFFET PICKETT)	52
CHAPITRE 6	DÉFORMATION DE FLUAGE SOUS DIFFÉRENTS TYPES DE SOLlicitATIONS	55
6.1	FLUAGE EN TRACTION	55
6.2	FLUAGE EN TORSION	57
6.3	COEFFICIENT DE POISSON EN FLUAGE	57
CHAPITRE 7	CONCLUSION DE LA PREMIÈRE PARTIE	59
PARTIE II	ETUDE EXPÉRIMENTALE	61
CHAPITRE 8	DESCRIPTION DES MATÉRIAUX ÉTUDIÉS	63
8.1	LES CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES DES BARRAGES ÉTUDIÉS	63
8.2	CARACTÉRISTIQUES DES BÉTONS ÉTUDIÉS	64
8.2.1	<i>Barrage de Luzzone</i>	64
8.2.2	<i>Barrage de Mauvoisin</i>	65
8.3	PRÉPARATION DES ÉPROUVETTES ET CONDITIONS DE CONSERVATION	66
CHAPITRE 9	DESCRIPTION DE L'APPAREILLAGE D'ESSAI	69
9.1	BÂTI DE FLUAGE	69
9.2	DÉTERMINATION DE LA DÉFORMATION DE FLUAGE	70
9.3	DISPOSITIF DE MESURE DE RETRAIT	71
9.4	DESCRIPTION DU SYSTÈME DE CHAUFFAGE	72
CHAPITRE 10	PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS	77
10.1	INFLUENCE DE LA TEMPÉRATURE SUR LE FLUAGE DE BASE	77
10.2	DÉTERMINATION DE L'ÉNERGIE D'ACTIVATION	83
10.3	DÉFORMATION DE FLUAGE SOUS DIFFÉRENTS TAUX DE CHARGEMENT	88
10.4	LES ESSAIS DE FLUAGE À LONG TERME	92

10.5	LA RECOUVRANCE	102
10.6	ETUDE DE LA LINÉARITÉ DU FLUAGE PAR RAPPORT À LA CONTRAINTE	104
10.7	ETUDE DES EFFETS D'ÉCHELLE.....	105
10.8	ESSAIS DE DÉFORMATION LIBRE (RETRAIT)	107
CHAPITRE 11 CONCLUSION DE LA DEUXIÈME PARTIE		111
11.1	FLUAGE À TEMPÉRATURE AMBIANTE :.....	111
11.2	FLUAGE À DIVERSES TEMPÉRATURES.....	112
11.3	LA RECOUVRANCE	112
11.4	EFFET D'ÉCHELLE	113
PARTIE III MODÈLES PHÉNOMÉNOLOGIQUES ET ANALYTIQUES		115
CHAPITRE 12 THÉORIES ET MÉTHODES DE PRÉDICTION DU FLUAGE À LONG TERME		117
12.1	INTRODUCTION.....	117
12.2	LE PRINCIPE DE SUPERPOSITION	119
12.3	LES MODÈLES PHÉNOMÉNOLOGIQUES DU FLUAGE.....	122
12.3.1	<i>Les expressions mathématiques de la fonction fluage</i>	<i>123</i>
12.3.2	<i>Les différents modèles de calcul du fluage.....</i>	<i>125</i>
12.3.3	<i>Les modèles phénoménologiques les plus performants</i>	<i>127</i>
12.3.4	<i>Comparaison des performances des modèles</i>	<i>132</i>
CHAPITRE 13 MODÉLISATION DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX.....		133
13.1	FLUAGE DE BASE À TEMPÉRATURE AMBIANTE (20°C)	133
13.2	FLUAGE DE BASE À DIVERSES TEMPÉRATURES	135
13.3	FLUAGE AVEC SÉCHAGE	138
13.4	LE RETRAIT	139
CHAPITRE 14 CONCLUSION DE LA TROISIÈME PARTIE.....		141
PARTIE IV ETUDE NUMÉRIQUE.....		143
CHAPITRE 15 VISCOÉLASTICITÉ LINÉAIRE : BASE THÉORIQUE		145
15.1	FORMULATION FONCTIONNELLE	145
15.1.1	<i>Représentation mathématique.....</i>	<i>145</i>
15.1.2	<i>Comportement uniaxial.....</i>	<i>148</i>
15.1.3	<i>Forme incrémentale pour le calcul numérique</i>	<i>149</i>
15.2	FORMULATION THERMODYNAMIQUE PAR VARIABLES INTERNES.....	150
15.2.1	<i>Equations canoniques</i>	<i>151</i>
15.2.2	<i>Formulation de la loi de comportement viscoélastique.....</i>	<i>152</i>
15.2.3	<i>Formulation éléments finis.....</i>	<i>155</i>
CHAPITRE 16 MODÉLISATION NUMÉRIQUE.....		159
16.1	INTRODUCTION.....	159
16.2	GÉNÉRATION RÉALISTE DE LA STRUCTURE COMPOSITE DU BÉTON	160
16.3	LES PARAMÈTRES DU MODÈLE.....	161
16.4	IMPLÉMENTATION DE L'ÉQUIVALENCE TEMPS –TEMPÉRATURE (T,T).....	165

CHAPITRE 17 RECHERCHE DES PROPRIÉTÉS VISCOÉLASTIQUES EFFECTIVES DU BÉTON DE BARRAGE ÉTUDIÉ.....	171
17.1 INTRODUCTION.....	171
17.2 LES PROPRIÉTÉS EFFECTIVES ET APPARENTES D'UN SOLIDE VISCOÉLASTIQUE HÉTÉROGÈNE	172
17.3 DÉTERMINATION NUMÉRIQUE DU VOLUME REPRÉSENTATIF	176
17.3.1 Effet d'échelle sur les fonctions de relaxation	177
17.3.2 Effet d'échelle sur les fonctions fluage.....	180
CHAPITRE 18 CONCLUSION DE LA QUATRIÈME PARTIE	187
CHAPITRE 19 CONCLUSION GÉNÉRALE.....	189
19.1 OBJECTIFS ET MOYENS MIS EN OEUVRE.....	189
19.2 PRINCIPAUX RÉSULTATS OBTENUS	189
19.2.1 Fluage de base.....	189
19.2.2 Fluage à diverses températures	190
19.2.3 La recouvrance.....	191
19.2.4 Modélisation	191
19.3 PERSPECTIVES	193
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	195
ANNEXES	205
ANNEXE A RÉSULTATS DES ESSAIS EXPÉRIMENTAUX	207
ANNEXE B COURBES INDIVIDUELLES DE DÉFORMATION ET DE FLUAGE À LONG TERME (BÉTON DE LUZZONE).....	213
ANNEXE C COURBES DE FLUAGE À DIVERS TAUX DE CHARGEMENT (BÉTON DE MAUVOISIN)	221
ANNEXE D COURBES DE FLUAGE À 40 ET 55°C (BÉTONS DE MAUVOISIN ET LUZZONE).....	225
ANNEXE E COURBES DE RETRAIT (BÉTONS DE LUZZONE ET MAUVOISIN)	227
ANNEXE F DÉTERMINATION DE COEFFICIENT DE DILATATION THERMIQUE	231
CURRICULUM VITAE.....	235

Version abrégée

Les déformations différées jouent un rôle très important dans le dimensionnement des structures en béton et dans leur comportement à long terme. Une mauvaise évaluation des déformations dues au fluage et au retrait pourrait avoir des conséquences désastreuses sur l'ouvrage. Les barrages suisses sont soumis à une surveillance permanente et à des examens périodiques pour mieux évaluer leur aptitude au service afin de prévenir les risques de catastrophe dus à leur rupture. La connaissance des déformations différées (fluage, retrait thermique ou hygrique et gonflement) des bétons de barrages est d'une grande importance pour prédire les déplacements dans les barrages et leur comportement à long terme, afin de maintenir leur service en toute sécurité. Les travaux de recherches effectués sur le fluage et le retrait du béton durant les dernières années ont beaucoup contribué à améliorer les connaissances dans ce domaine et ont permis l'établissement de modèles plus au moins représentatifs. Cependant, les mécanismes à l'origine du fluage ne sont pas encore clairement établis, et l'influence du fluage sur des bétons âgés est mal connue. Le but de cette étude est d'améliorer les connaissances sur les déformations différées des bétons de barrage âgés, l'accent est mis sur les déformations dues au fluage et les effets d'échelles.

Les objectifs principaux de cette étude sont : la détermination des caractéristiques du fluage des bétons de barrage âgés de plus de 30 ans, l'étude de l'influence de la température sur le fluage de base, et l'estimation de la fonction fluage effective à partir des fonctions fluage apparente obtenues expérimentalement. Pour ce faire, une étude expérimentale et numérique ont été effectuées.

L'étude expérimentale comporte des essais de fluage à température ambiante et à des températures plus élevées effectuée sur des éprouvettes prélevées in situ sur deux barrages suisses (Mauvoisin et Luzzzone) construits respectivement en 1957 et 1962. Pour les essais à température ambiante, plusieurs facteurs ont été étudiés : l'étanchéité des éprouvettes pour distinguer le fluage de base et le fluage avec séchage, le taux de chargement pour vérifier la proportionnalité de la charge par rapport à la déformation, la recouvrance et les différentes tailles des éprouvettes pour vérifier l'influence des effets d'échelle et des conditions aux limites sur les fonctions fluage. Les résultats obtenus dans cette campagne d'essais montrent que les déformations de fluage sont significatives, elles sont de l'ordre de 2.5 à 3 fois la déformation instantanée. Un dispositif expérimental spécifique a été mis au point pour réaliser les essais de fluage à diverses températures, l'effet de la température est pris en compte puisque les barrages sont soumis à des

variations annuelles de températures. Les barrages fonctionnent en basse température et particulièrement pour les deux barrages étudiés qui sont situés à 2000 m d'altitude environ, mais puisque le fluage est plus important à des températures élevées nous avons effectué des essais à 40 et 55 °C pour accélérer le phénomène. L'énergie d'activation a été déterminée pour les deux bétons, et elle a été utilisée pour l'étude du fluage pour des températures plus basses (5,10, et 15°C), en appliquant la loi d'Arrhenius.

Nous avons étudié numériquement l'ensemble des propriétés viscoélastiques d'un matériau granulaire tel que le béton. Les résultats expérimentaux de fluage à température ambiante et à diverses températures ont été modélisés, et le formalisme par variables internes a été appliqué pour modéliser le comportement viscoélastique linéaire du béton sur la base d'un modèle de Maxwell généralisé 3D. La loi d'Arrhenius a été appliquée par l'implémentation de l'équivalence, temps-température dans le programme.

La fonction fluage effective a été déterminée à partir des fonctions fluages apparentes obtenues expérimentalement pour tenir compte de l'effet d'échelle. Les résultats de cette recherche devront en particulier s'appliquer au béton des grands barrages suisses construits dans la période 1955-1965 .

Summary

The long term strains play a very significant role in the dimensioning of concrete structures and in their long-term behavior. An incorrect evaluation of the creep and shrinkage deformations could have disastrous consequences on the structure.

The Swiss dams are subjected to permanent monitoring and periodic examinations for better evaluation of their serviceability, in order to prevent the risks of catastrophe due to their failure. The knowledge of the varying deformations (creep, thermal or drying shrinkage and swelling) in dam concrete is of great importance in predicting displacements and the long term behaviour of dams, which would be vital in maintaining their service with full safety.

The research works carried out on the creep and the shrinkage of the concrete during the past years have improved knowledge in this field and allowed the development of models, which are quite representative. However, the mechanisms causing creep are not yet clearly established, and the influence of creep on old concrete is not well known. The goal of this study is to improve the knowledge of various deformations in old dam concrete, the stress being laid on the creep deformations and the size effects.

The principal objectives of this study are : determination of the characteristics of the creep of the old dam concrete of more than 30 years, the study of the influence of the temperature on basic creep, and the estimation of the effective creep function, starting from the apparent creep functions obtained in experiments. With these objectives in mind, experimental and numerical studies were been carried out.

The experimental studies comprises of creep tests at ambient, as well as, higher temperatures carried out on concrete specimens cored in situ on two Swiss dams (Mauvoisin and Luzzone) built in 1957 and 1962, respectively. For the tests at ambient temperature several factors were studied, Two different conditions of moisture exchange have been considered (sealed or unsealed specimens) allowing distinction between basic creep and drying creep. We apply different rates of loading to establish the proportionality between the deformation and the applied load, and also do the recovery tests. Finally, various sizes of the specimens were employed to check the influence of size effects and boundary conditions on creep functions.

The results obtained in this test campaign show that the deformations due to creep are significant, and are between 2.5 to 3 times the instantaneous strain.

A specific experimental device was developed to carry out the creep tests at various temperatures. Temperature effects were taken in to account, since the dams are subjected to

annual temperature variation. The dams are working in low temperature, especially the two studied dams which are located at 2000 m (approximately) above mean sea level but since creep is more significant at high temperatures we carried out tests with 40 and 55 °C to accelerate the phenomenon. The activation energy was provided for the two concretes and used for the prediction of creep for lower temperatures (5,10, and 15°C), using the Arrhenius law.

We studied numerically the set of properties of a granular viscoelastic material, such as concrete. The experimental results of creep at ambient temperature and various temperatures were modelled, and the formalism by internal variables was applied to model the linear viscoelastic behavior of the concrete on the basis of a 3D generalized Maxwell model. The implementation of the equivalence time - temperature in the program was carried out and a model based on the Arrhenius law was used.

The effective creep function was determined starting from the apparent creep functions obtained in experiments to take account of size effects. The results of this research will apply in particular to the concrete in Swiss dams built during the time 1955-1965.

Remerciements

Ce travail de recherche a été effectué au Laboratoire de Matériaux de Construction (LMC) du Département des Matériaux (DMX) de L'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).

J'exprime toute ma gratitude à mon directeur de thèse, Monsieur le Professeur Christian Huet, pour m'y avoir accueilli, suivie, et soutenu durant mon travail de thèse. Par sa rigueur scientifique, sa disponibilité, et sa persévérance, il a très largement contribué à l'aboutissement de cette thèse.

Je remercie Madame la Professeure K. Scrivener, directrice du LMC pour avoir mis à ma disposition tous les outils de travail nécessaires à la poursuite de cette thèse après le départ du Professeur Huet à la retraite.

Je remercie les Professeurs E. Brühwiler, A. Ehrlacher, et le Dr. G. Darbre d'avoir accepté de faire partie de mon jury de thèse.

J'adresse également mes remerciements au Dr A. Guidoum pour les nombreuses discussions que nous avons eues sur certains points théoriques, pour ces conseils pour régler certains problèmes numériques, et pour toute l'aide qu'il m'a apportée.

C'est avec un grand plaisir que je remercie Messieurs P. Simonin, P. Vulliemin, M.D. Vuong et M. Dizerens pour leur contribution à la réalisation de la partie expérimentale.

Je remercie tous mes collègues doctorants qui ont contribué à créer une ambiance de travail agréable dans le laboratoire, je pense à F. Besson, L. Baillon, C. Pignat, F. Heger, C. Cecot, S. Lamberet, et M. Benhaha.

Je remercie également Dr P. Navi, Dr H. Sunderland, et Dr E. Denarié pour leurs conseils et leurs encouragements, ainsi que tous mes collègues du LMC qui ont contribué de près ou de loin à l'accomplissement de cette thèse.

Je remercie l'Office Fédérale des Eaux et de la Géologie pour leur soutien financier, qui a permis la réalisation de ce travail.

Pour terminer, je remercie mon épouse et mon enfant, pour m'avoir soutenu durant toute la durée de la thèse.

Chapitre 1

Introduction

Le béton est un matériau à comportement viscoélastique vieillissant, il est le siège de déformations différées très importantes. Cela induit sur les structures un comportement qui varie dans le temps sous l'action des effets internes et externes. La nature de ces phénomènes et leurs significations pour l'ingénieur praticien sont décrites brièvement, avec une attention particulière sur le béton de barrage. Le contexte et le but de cette étude seront donnés, et les grandes lignes de la thèse seront présentées.

1.1 Position du problème

Le fluage est la déformation différée d'un matériau due à une charge constante. Ceci n'est qu'un aspect du comportement général du béton en tant que matériau viscoélastique vieillissant endommageable. Les connaissances sur la viscoélasticité du béton ont eu durant les vingt dernières années, des développements importants, tant sur le plan expérimental que sur le plan théorique. Ces travaux de recherche se divisent généralement en deux catégories : des recherches au niveau microscopique, s'appuyant essentiellement sur des observations microscopiques et sur la modélisation des mécanismes de base, et des recherches au niveau macroscopique portant sur l'élaboration de lois de comportement phénoménologiques. Ces travaux ont montré l'importance du fluage, qui peut atteindre plusieurs fois la valeur de la déformation instantanée, et ses conséquences sur la durabilité des ouvrages, s'il n'est pas estimé convenablement. Le volume très important de la littérature scientifique qui relève de ce sujet ainsi que les différences en terme d'amplitude constatées sur les innombrables modèles réglementaires relatifs à chaque pays, reflètent l'incertitude qui subsiste sur les divers mécanismes à l'origine du fluage. Il est connu que le fluage subit l'influence de plusieurs paramètres, tels que la composition du béton, l'âge de mise en charge, la température, la variation d'humidité et le niveau de contrainte appliquée. Par contre, on connaît mal l'interaction entre les différents paramètres qui sont à l'origine du fluage, et on n'arrive pas encore à expliquer le rôle propre à chaque phénomène, situé à une échelle très petite de l'ordre du nanomètre.

En outre, les barrages sont soumis à un chargement cyclique (remplissage et vidange du réservoir) et à des effets thermiques saisonniers. Enfin, le béton a subi lors de sa prise un cycle

thermique important dont les effets s'ajoutent à celui du retrait endogène dû à l'hydratation pour provoquer un endommagement initial sous forme de microfissures.

1.2 Contexte de l'étude

Les barrages suisses sont soumis à une surveillance permanente et à des examens périodiques pour mieux évaluer leur aptitude au service afin de prévenir les risques de catastrophe dus à leur rupture. Les barrages sont en général soumis à un cycle saisonnier de charge, remplissage en été et vidange en hiver. Les niveaux les plus hauts sont atteints en automne et au début de l'hiver, les plus bas en avril ou mai. Sur les 197 barrages répertoriés en Suisse et soumis au contrôle de la Confédération, on dénombre 130 grands barrages en béton. Si l'on considère l'ancienneté des ouvrages, les plus anciens datent d'une centaine d'années environ, 72 barrages ont plus de 30 ans et 43 dépassent 50 ans.

La connaissance des déformations différées (fluage, retrait thermique ou hygrique et gonflement) des bétons de barrage est d'une grande importance pour prédire les déplacements dans les barrages et leur comportement à long terme, afin de maintenir leur service en toute sécurité. La qualité des bétons et le choix de leurs composants jouent un rôle important dans le comportement des barrages à long terme. Dans le cas de structures épaisses, telles que les barrages, le béton est entièrement saturé, et les déformations de fluage sont en grande partie constituées de fluage de base. Ce phénomène ne se stabilise pas à court terme, mais peut se prolonger sur des décennies.

Les déformations différées combinées avec l'effet de changements des propriétés des matériaux avec l'âge du béton représentent une part significative du processus de vieillissement. L'investigation effectuée sur certains barrages suisses âgés de plus de 30 ans a montré qu'il n'y a pas beaucoup d'informations concernant les propriétés de fluage des bétons âgés. Afin d'obtenir des informations sur le comportement des bétons âgés, une étude sur les déformations différées et les effets d'échelles a été effectuée sur des bétons de barrage âgés de 30 et 42 ans. Les résultats de cette étude seront utilisés pour une meilleure évaluation des déformations de fluage à long terme.

L'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie (OFEG), soucieuse de préserver la sécurité des barrages suisses, a manifesté un intérêt particulier pour collaborer avec le Laboratoire des Matériaux de Construction (LMC) sur ce sujet qui vient en deuxième phase d'un premier programme expérimental sur le fluage lancé dans le cadre du groupe béton du Comité National Suisse des Grands Barrages (CNSGB).

1.3 Signification pour l'ingénieur praticien

Les déformations différées jouent un rôle très important dans le dimensionnement des structures en béton et dans leur comportement à long terme. Une mauvaise évaluation des déformations de fluage et de retrait pourrait avoir des conséquences désastreuses sur l'ouvrage. Les désordres peuvent apparaître sous différentes formes : variation des contraintes, augmentation de la flèche, apparition et propagation des fissures, ce qui affecte directement l'état de service et la durabilité des structures en béton. Dans le cas des structures minces, une sous-estimation de ces déformations peut induire des fissures qui vont augmenter avec le temps. Sur les éléments en béton sollicités en flexion, les déformations différées font augmenter la courbure, donc la flèche. Pour les colonnes et les piles de ponts, cela se manifeste par l'augmentation des déformations latérales dues à une excentricité initiale, ce qui provoquerait une instabilité par flambage. Dans le cas des ponts construits en phases successives constitués de fléaux et reliés par un joint à la clé, le fluage peut provoquer des flèches excessives. Il en résulte une gêne pour la bonne exploitation de l'ouvrage. Pour le béton précontraint, en plus d'augmenter la valeur de la flèche, il provoque un raccourcissement de l'élément en béton, ce qui induit un raccourcissement des câbles de précontrainte donc de la force de précontrainte. Cela a pour conséquence de provoquer des fissures sur les sections sensibles. Dans le Bâtiment, l'effet des déformations différées se fait remarquer par l'apparition de fissures sur les cloisons en maçonnerie.

1.4 Particularité des bétons de barrage

Par rapport aux bétons d'ouvrages courants, les bétons de barrage sont constitués de granulats beaucoup plus grands pouvant aller jusqu'à des dimensions de l'ordre de 150 à 200 mm de diamètre et des teneurs en ciment plus faible de 140 à 160 kg/m³. Le diamètre maximum des granulats doit être choisi aussi grand que possible, ce qui permet de réduire fortement les quantités de ciment utilisées, ainsi que le dégagement de chaleur produit par l'hydratation du ciment. Le site imposé au constructeur par la nature, et les quantités extraordinaires de granulats qu'il faudrait mettre en place limite souvent le choix des agrégats. La caractéristique primordiale du béton de barrage est l'emploi de gros granulats à faible surface développée et volume des vides restreint après serrage. En outre, l'incorporation d'air occlus permet de réduire le sable fin et le dosage en ciment, de même que l'eau de gâchage nécessaire. Pour diminuer le risque de ségrégation, le diamètre maximum des grains est souvent limité à 150 mm, et comme on doit spécialement veiller au retrait thermique, on utilisera des ciments à durcissement lent en plus d'un système de refroidissement. Cependant, l'épaisseur importante du barrage conduit à

l'utilisation de deux types de bétons de masse. Il faudrait distinguer le béton de noyau et le béton de parement. Le béton de noyau, dont la fonction essentielle consiste en son poids, est caractérisé par des gros grains et des dosages en ciment faibles. Le béton de parement, d'une épaisseur habituelle de 2 à 3 m sur chaque face, doit être hautement étanche et résistant au gel, constitué d'un rapport E/C aussi bas que possible, avec un dosage en ciment d'environ 100 kg/m³ plus élevé que le béton de noyau.

1.5 Objectifs

Un des principaux défis qui reste à relever par les chercheurs dans le domaine du génie civil est l'élaboration de lois de comportement effectives utilisables dans le calcul des structures, en tenant compte de l'effet d'échelle au niveau macroscopique, de l'endommagement lié aux microfissures naissant lors de la fabrication, ou induites par l'histoire cyclique du chargement, ainsi que des phénomènes physico-chimiques se produisant dans la pâte de ciment.

Cette thèse s'inscrit dans le cadre d'un programme de recherche plus général destiné à améliorer les connaissances sur les déformations différées des bétons de barrage. Les objectifs principaux de cette étude sont : la détermination des caractéristiques du fluage des bétons de barrage âgés de plus de 30 ans, l'étude de l'influence de la température sur le fluage de base, et l'estimation de la fonction fluage effective, à partir des fonctions fluages apparentes obtenues expérimentalement.

L'étude expérimentale comporte des essais de fluage à température ambiante et à des températures plus élevées effectuées sur des éprouvettes prélevées in situ sur deux barrages suisses (Mauvoisin et Luzzzone) construit respectivement en 1957 et 1962. Pour les essais à température ambiante, plusieurs facteurs seront étudiés : l'étanchéité des éprouvettes pour distinguer le fluage de base et le fluage avec séchage, le taux de chargement pour vérifier la proportionnalité de la charge par rapport à la déformation, et les différentes tailles des éprouvettes pour vérifier l'influence des effets d'échelle et des conditions aux limites sur les fonctions fluage.

Les barrages fonctionnent en basse température et particulièrement pour les deux barrages étudiés qui sont situés à 2000 m d'altitude environ, mais puisque le fluage est plus important à des températures élevées nous allons effectuer des essais à 40 et 55 °C pour accélérer le phénomène. L'objectif est d'étudier l'influence de la température sur le fluage de base et de déterminer l'énergie d'activation. Les résultats obtenus seront extrapolés pour des températures plus basses en appliquant la loi d'Arrhenius.

L'étude numérique a pour objectif d'étudier le fluage à diverses températures, et le formalisme par variables internes sera appliqué pour modéliser le comportement viscoélastique linéaire du béton sur la base d'un modèle de Maxwell généralisé 3D. Les bétons de barrage étudiés, sont

constitués de gros granulats ($D_{max}=120$ et 150 mm), et les éprouvettes utilisées (20 cm de section, et 40 cm de hauteur), ne constitue pas le volume représentatif (VER). On cherchera à reconstituer la fonction fluage effective à partir des fonctions fluages apparentes obtenues expérimentalement pour tenir compte de l'effet d'échelle. Les résultats de cette recherche devront en particulier s'appliquer au béton des grands barrages suisses construits dans la période 1955-1965 .

1.6 Méthode de recherche et étendue de l'étude

L'étude du comportement à long terme des bétons de barrages est développée en cinq parties interdépendantes :

- Etude bibliographique
- Etude expérimentale
- Modélisation phénoménologique et analytique
- Etude numérique
- Conclusion

En premier lieu, un état de l'art sur le phénomène de fluage a été effectué pour faire le point sur les avancées de la recherche dans ce domaine. Une meilleure connaissance des mécanismes physico-chimiques qui gouvernent le fluage nous a permis de mieux comprendre les bases et les limites des différents modèles existants. Cela nous a permis d'orienter notre recherche en conséquence.

La partie expérimentale est composée d'une nouvelle campagne d'essais, ainsi que la poursuite des essais à long terme (durée totale des essais 10 ans). La nouvelle campagne regroupe plusieurs programmes d'essais de fluage et de retrait à température ambiante et à des températures plus élevées, ainsi que des essais de caractérisation pour identifier les paramètres des modèles utilisés. Ceci comprend des essais de recouvrance et la mesure du fluage sous chargements variables, l'étude de l'influence de l'âge de mise en charge et du taux de chargement sur le fluage d'un béton âgé, l'étude de l'influence de la température sur le fluage de base et la détermination de l'énergie d'activation, ainsi que des essais complémentaires tels que la mesure du retrait, le fluage en traction, la résistance en compression et en traction, la diffusion d'humidité etc.. Après une étude numérique d'optimisation de l'essai de fluage à des températures plus élevées et le choix d'un appareillage adéquat, les essais ont été lancés suivant un calendrier bien déterminé.

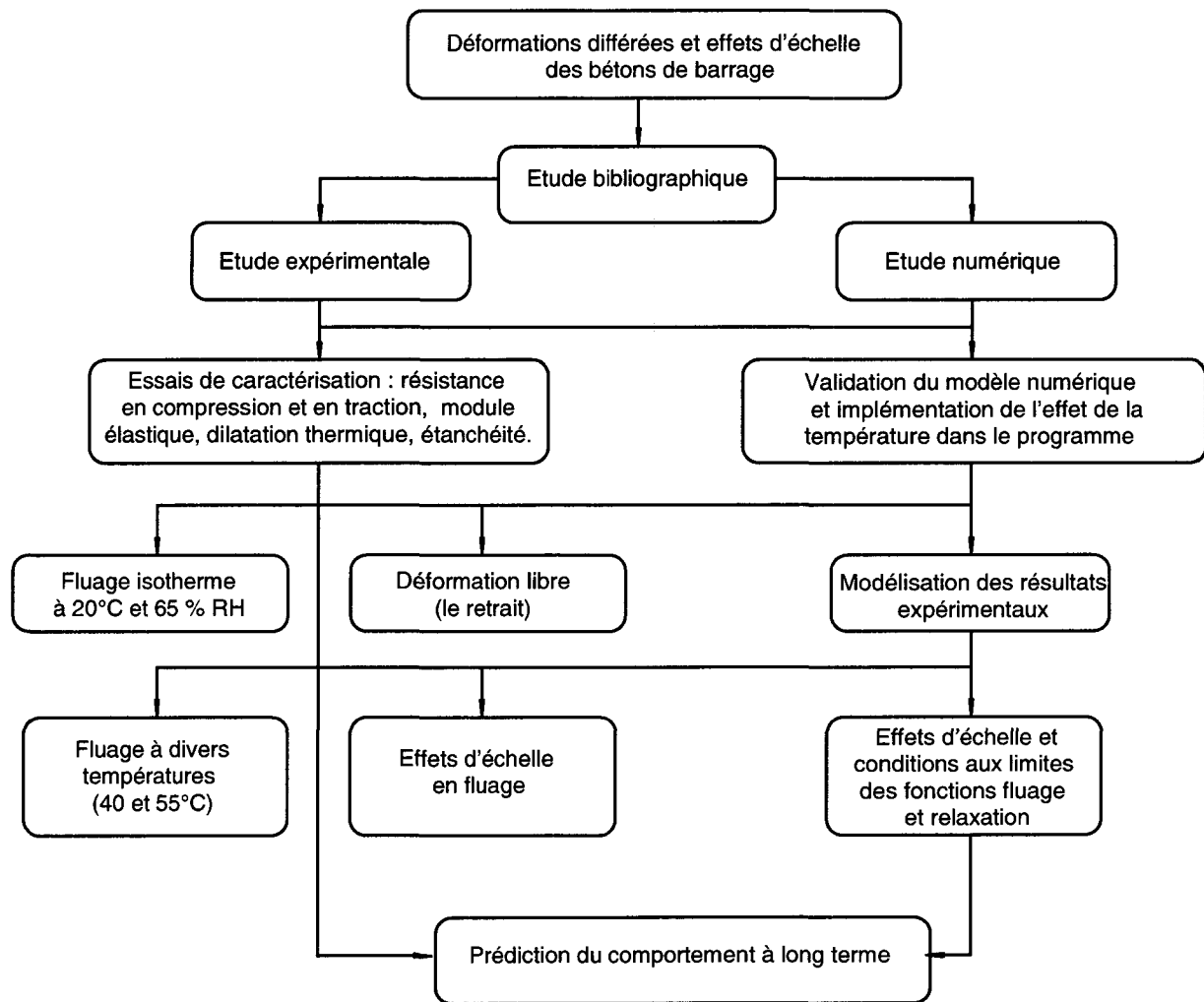


Figure 1-1 Démarche globale du projet de recherche.

Dans la partie modélisation phénoménologique et analytique, nous avons effectué un recensement des différents modèles phénoménologiques existants, selon la réglementation propre à chaque pays, et nous avons choisi les modèles les plus performants, que nous avons testés sur les résultats expérimentaux.

La partie numérique est constituée de trois étapes : la première étape concerne la validation du modèle numérique et l'implémentation de l'effet de la température dans le programme, suivie de la modélisation des résultats expérimentaux à diverses températures. La troisième étape est consacrée à l'étude des effets d'échelle et des conditions aux limites sur les fonctions fluage et relaxation. L'établissement des lois d'échelle relatives au degré de subdivisions nous permettra de reconstituer la fonction fluage effective à partir des fonctions fluage apparentes obtenues expérimentalement. La base théorique utilisée est le formalisme thermodynamique des milieux

hétérogènes Huet (1971), (1993a). L'application des méthodes variationnelles aux effets d'échelles des milieux hétérogènes, ainsi que la théorie des hiérarchies et les couplages avec les conditions de bords développés par Huet (1990), (1991), pour le cas élastique et Huet (1999) pour le cas viscoélastique.

1.7 Contenu de la thèse

Dans la **première partie**, un rappel bibliographique sur les différents types de déformations possibles du béton (les déformations instantanées, la déformation de fluage, la déformation de retrait et la déformation thermique), est donné au *chapitre 2*, ainsi que les définitions de ces déformations et de certains phénomènes qui leur sont associés, tels que la relaxation, la recouvrance, l'effacement et le vieillissement. Les phénomènes physiques et chimiques à l'origine du retrait et du fluage se produisent au niveau de la microstructure de la pâte de ciment, et le *chapitre 3* est consacré à la structuration et à la modélisation de la pâte de ciment à ce niveau. Ensuite dans le *chapitre 4*, nous donnerons les définitions des divers types de retrait qui se produisent dans le béton, avec la description des phénomènes propres à chaque retrait. Le comportement du béton sous charge est abordé au chapitre 5 avec une description des diverses hypothèses trouvées dans la littérature sur les mécanismes physico-chimiques à l'origine du fluage. Les facteurs influençant le fluage et l'interaction entre le fluage et le retrait sont abordés ensuite. Une grande part des essais de fluage concerne le fluage en compression, dans le *chapitre 6*, nous donnerons quelques résultats d'essais de fluage en traction et en torsion trouvés dans la littérature. La conclusion de cette première partie est donnée dans le *chapitre 7*.

Dans la **Deuxième partie**, on présente l'étude expérimentale. Au *chapitre 8*, sont décrites les caractéristiques des bétons étudiés (béton de Mauvoisin et de Luzzzone), ainsi que la conception et les conditions de conservation des éprouvettes. L'appareillage d'essai utilisé, regroupant les bâtis de fluage, le dispositif de mesure de retrait, et une description détaillée du système de chauffage sont présentés au *chapitre 9*. Ensuite, au *chapitre 10* sont présentés les différents programmes expérimentaux. La partie expérimentale est constituée de quatre programmes d'essais regroupant des essais de fluage et de retrait, tous les essais de fluage sont effectués en compression. Un premier programme concerne des essais de fluage isotherme ($T=20^{\circ}\text{C}$, $\text{RH}=65\%$) pour trois niveaux de chargement différents (20% , 30% et $40\% \sigma_r$), un deuxième programme d'essai de fluage isotherme pour des températures plus élevées (40°C et 55°C) avec un seul niveau de chargement ($30\% \sigma_r$), un troisième programme concerne des essais de fluage en compression sur des éprouvettes prismatiques de différentes dimensions pour vérifier expérimentalement l'influence des effets d'échelle sur le fluage de base, et finalement le

quatrième programme expérimental est consacré à l'étude des déformations libres (le retrait) effectuées sur des éprouvettes de différentes dimensions. Dans ce chapitre, nous décrivons la méthode de détermination de l'énergie d'activation et les valeurs obtenues à partir des résultats d'essais expérimentaux de fluage, effectuées à 40 et 55 °C, sur les bétons de Mauvoisin et de Luzzzone. La conclusion de la deuxième partie est donnée dans le *chapitre 11*.

La **troisième partie** est consacrée à la modélisation phénoménologique et analytique. Un rappel des différentes théories et méthodes utilisées pour la prédiction du fluage à long terme est donné au *chapitre 12*, une description du principe de superposition est donnée avec ses avantages et inconvénients, ainsi que les différentes expressions mathématiques utilisées. Ensuite, les modèles de fluage les plus utilisées sont présentés. La modélisation des données expérimentaux est donnée au *chapitre 13*, et la conclusion de la troisième partie est donnée au *chapitre 14*.

La **quatrième partie** est consacrée à l'étude numérique. Le *chapitre 15*, rappelle la base théorique de la viscoélasticité linéaire, par une description de la formulation fonctionnelle et de la forme incrémentale, suivi de la formulation thermodynamique par variables internes, et des équations canoniques. Le formalisme par variables internes est appliqué pour modéliser le comportement viscoélastique linéaire du béton sur la base d'un modèle de Maxwell généralisé 3D. Nous présentons la loi de comportement et la formulation en éléments finis. Dans le *chapitre 16* nous présentons le code en éléments finis 3D utilisé, avec des explications sur la manière de générer une structure composite réaliste du béton (béton numérique). Après la détermination des paramètres et la validation du modèle, une implémentation dans le programme de l'équivalence temps-température nous a permis de calculer les fonctions fluage à diverses températures. Le *chapitre 17*, est consacré à la recherche des propriétés viscoélastiques effectives du béton étudié. La conclusion de la quatrième partie est donnée dans le *chapitre 18*. La synthèse des résultats obtenus et des perspectives de recherches sont présentées dans le *chapitre 19*, de la conclusion générale.

PARTIE I ETAT DES CONNAISSANCES

Chapitre 2

Les déformations différées du béton – Définitions

Le béton peut présenter des déformations différées très importantes et très variables. On peut distinguer les déformations libres (retrait, gonflement et dilatation thermique) qui se produisent en l'absence de charge, et le fluage qui se produit sous l'effet de l'application d'une charge maintenue constante. Une analyse adéquate des déformations doit prendre en compte les divers types de déformations possibles du béton, la déformation instantanée (élastique), la déformation de fluage, la déformation de retrait et la déformation thermique. Dans ce chapitre, nous donnerons les définitions des différents types de déformations du béton et de certains phénomènes associés.

2.1 Les déformations du béton

Les matériaux viscoélastiques présentent des phénomènes dissipatifs associés à l'élasticité que l'on peut traduire globalement par une viscosité. Le béton durci est un matériau composite, dont la combinaison des deux phases solides (granulats et pâtes de ciment) donne un matériau à plus grande capacité de déformation. Son comportement est fragile en traction et légèrement ductile en compression. La résistance à la compression du béton est beaucoup plus élevée qu'en traction, ce qui explique qu'on utilise le béton essentiellement en compression. Il est difficile de séparer les phénomènes de déformation et de rupture car les microfissures et les cavités initiales préexistantes avant toute sollicitation, en se développant par des mécanismes de rupture fragile, engendrent des déformations permanentes. Pour des sollicitations faibles, les déformations qui en résultent sont la conséquence de mouvements quasi-réversibles d'atomes et peuvent être considérées comme élastiques avec une viscosité faible. Sous contrainte modérée, mais au-delà de la limite d'élasticité, la ductilité observée est essentiellement due à une microfissuration progressive aux liaisons de la pâte et des grains. Si une fissure commence à se propager dans la pâte durcie ou à l'interface, elle est arrêtée dès qu'elle atteint un granulat. Ce mécanisme d'arrêt des fissures rend le matériau composite plus ductile que ces propres composants. Pour des sollicitations encore plus importantes, les microfissures gagnent la pâte par décohésion en s'alignant parallèlement à la contrainte s'il s'agit d'une compression. Des glissements apparaissent dans les cristaux des grains, contribuant eux aussi à la déformation permanente qui se produit à volume constant. L'endommagement de microfissuration devient fortement

anisotrope. En phase de rupture, des fissures macroscopiques apparaissent, la contrainte nécessaire pour engendrer de nouvelles déformations diminue, le volume spécifique augmente, la rupture finale intervient lorsque des macrofissures se rejoignent pour former une surface de discontinuité traversante.

2.2 Fluage

Le fluage est la déformation mécanique différée due uniquement à l'action d'une contrainte constante. Pour les matériaux à comportement élastique, la réponse à l'instant t ne dépend que de la valeur de la sollicitation à cet instant. Sous une charge constante, la déformation qui en résulte augmente au moment de l'application de la charge et restera constante ensuite. Par contre, pour un matériau à comportement viscoélastique comme le béton, sous une charge constante la déformation augmente progressivement dans le temps (figure 2-1). Le fluage doit être séparé en fluage de base (dit aussi fluage propre, fondamental, ou endogène), se produisant en l'absence de tout échange hydrique avec le milieu ambiant et en fluage avec séchage (dit aussi fluage de dessiccation), observé sur les éprouvettes mises en contact avec une atmosphère plus sèche que le béton, il est obtenu en soustrayant le retrait de la déformation mesurée. Le fluage total est obtenu par l'addition des deux contributions.

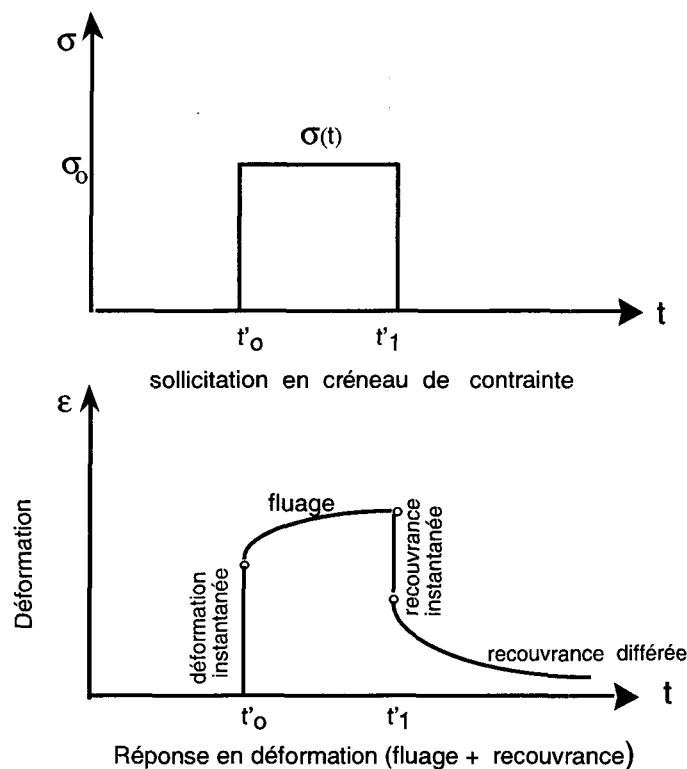


Figure 2-1 Essai de fluage-recouvrance.

2.3 Recouvrance

La recouvrance est la diminution de la déformation, résultant de la suppression de la contrainte. Pour le béton, la recouvrance n'est jamais totale : à un temps infini, on aura toujours une déformation permanente.

2.4 Relaxation

On appelle relaxation, une diminution progressive de la contrainte lorsque la déformation mécanique (retrait déduit) est maintenue constante (figure 2-2).

2.5 Effacement

L'effacement est le phénomène de diminution en valeur absolue de la contrainte, suivant le renversement brusque de la contrainte qui résulte du retour à zéro de la déformation

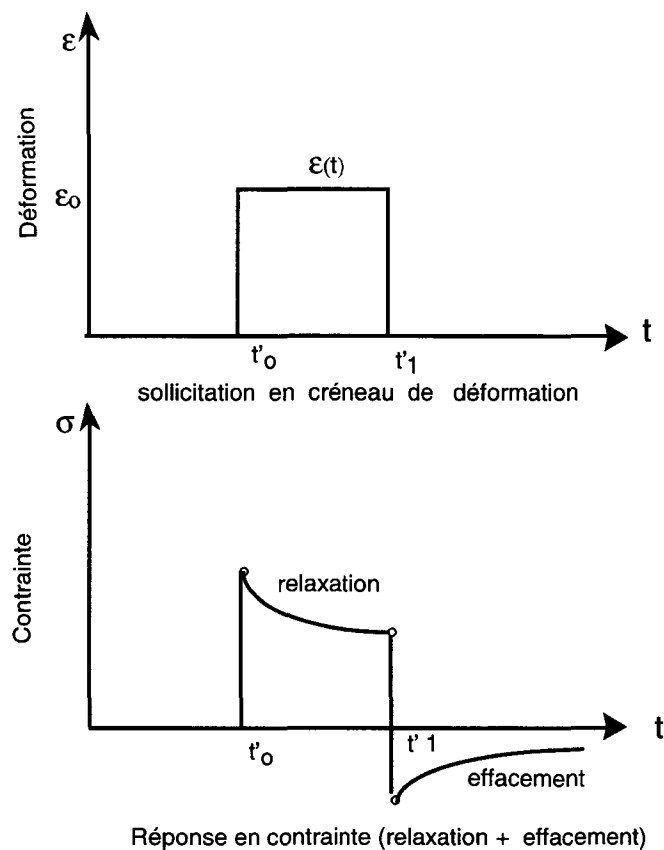


Figure 2-2 Essai de relaxation-effacement.

2.6 Retrait

Le retrait est la déformation tridimensionnelle d'une pièce de béton en l'absence de toute contrainte due à des efforts extérieurs, dans une ambiance climatique constante. L'allure d'une courbe de retrait est donnée sur la figure 2-3. Le retrait est très influencé par l'hygrométrie ambiante : pour une pièce en béton saturée, on peut observer une augmentation de volume, donc un gonflement. Le retrait doit être séparé en deux : le premier étant celui qui apparaît lorsque le béton n'a pas d'échange hydrique avec le milieu ambiant, qu'on appelle retrait endogène ou d'autodessiccation, le second est la part supplémentaire due aux différences d'hygrométrie entre l'intérieur du béton et le milieu ambiant, appelé retrait de séchage ou de dessiccation.

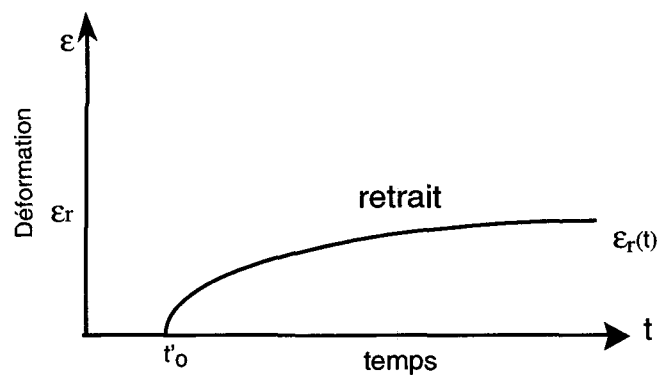


Figure 2-3 Courbe de retrait.

2.7 Déformation instantanée

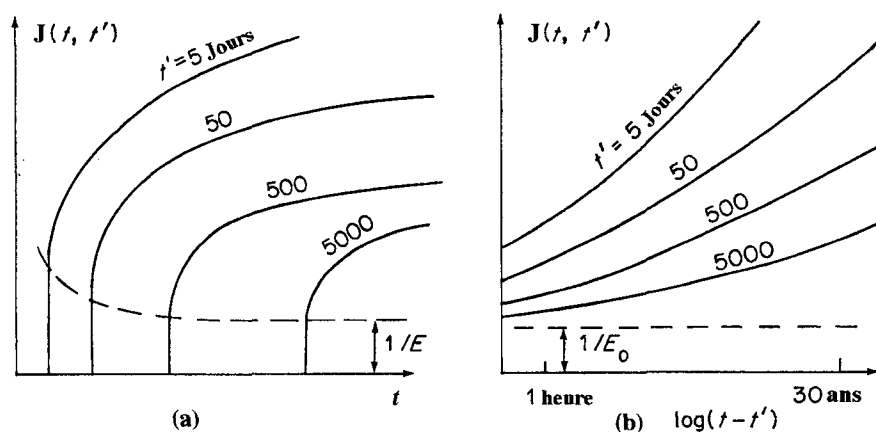
Il est souvent difficile de faire la différence entre la déformation élastique obtenue à l'instant t de l'application de la charge et la déformation instantanée sous une charge donnée. La déformation instantanée dépend de la vitesse de l'application de la charge. Ce n'est pas facile de séparer la déformation instantanée de la déformation de fluage, surtout quand on veut comparer les différents essais expérimentaux de fluage trouvés dans la littérature. Sur la figure 2-4b en échelle logarithmique, le prolongement de l'asymptote horizontale sur le côté gauche du graphe ($\log 0 \rightarrow -\infty$), correspond à la valeur réelle de la déformation instantanée, cette valeur asymptotique est très difficile à déterminer expérimentalement. Quand une charge est appliquée en moins de 0.01s, la déformation obtenue correspond au module statique d'élasticité, ce qui correspond au module tangent qui est approximativement égal au module élastique dynamique, obtenu par l'utilisation de petites fluctuations de la charge. En laboratoire, la charge est appliquée en moins de 1 minute, et la déformation instantanée correspond au module élastique sécant.

2.8 Déformation thermique

Appelée communément dilatation thermique, elle se produit après une variation de la température. Elle est donnée par le coefficient de dilatation thermique, qui dépend de la température et de la composition du béton. On peut admettre, comme valeur moyenne pour les bétons courants et les températures ordinaires $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} (1/^\circ\text{C})$. La méthode de mesure et les valeurs obtenues pour les bétons de barrage (Mauvoisin et Luzzzone) sont données en annexe pour les deux températures d'essai (40 et 55°C).

2.9 Vieillessement

On dit qu'un matériau est vieillissant lorsque la réponse à une sollicitation (en contrainte ou en déformation) dépend de l'âge de chargement. Le vieillissement est dû à l'hydratation progressive du ciment et à tous les phénomènes physico-chimiques se produisant dans le béton (figure 2-4).



a- Représentation numérique b – Représentation logarithmique

Figure 2-4 Fluage du béton pour divers âges de chargement, d'après Bazant, (1988).

Chapitre 3

La structure du béton

Pour mettre en relation les lois de comportement des matériaux avec les résultats de la recherche, il est nécessaire d'introduire différents niveaux structuraux (microniveau, mésoniveau, et macroniveau). Les phénomènes physiques et chimiques à l'origine du retrait et du fluage se produisent au niveau de la microstructure de la pâte de ciment. Afin de mieux comprendre ces mécanismes qui seront décrits au chapitre 5, ce chapitre est consacré à la structuration et à la modélisation de la pâte de ciment au niveau microscopique.

3.1 La Structure de la pâte de ciment durcie

La structure de la pâte de ciment durcie est le résultat d'une réaction chimique entre les minéraux du ciment Portland et l'eau (réaction d'hydratation). Le ciment anhydre est une poudre fine constituée de grains de diamètre pouvant varier de 1 à 75 μm formés de clinker broyé, additionné de quelques fractions de gypse. La composition chimique des constituants principaux du clinker pour un ciment Portland ordinaire correspond, au silicate tricalcique (C_3S), silicate bicalcique (C_2S), l'aluminate tricalcique (C_3A), et l'aluminoferrite tétracalcique (C_4AF). Au début de la prise, les constituants anhydres se dissolvent jusqu'à saturation et réagissent en solution pour former des hydrates qui précipitent en enveloppant les grains anhydres. Les principaux hydrates formés sont les suivants : des silicates de calcium hydratés (C-S-H), des cristaux prismatiques d'hydroxyde de calcium $\text{Ca}(\text{OH})_2$ appelés aussi portlandite, et des sulfoaluminates de calcium hydratés connus sous le nom d'ettringite ($\text{C}_6\text{A}\bar{\text{S}}_3\text{H}_{32}$), qui se décomposent ensuite pour former des monosulfates hydratés ($\text{C}_4\text{A}\bar{\text{S}}\text{H}_{18}$) (figure 3-1)

Durant toute la période d'hydratation, la pâte de ciment est constituée de grains de ciment anhydres, des espaces contenant de l'eau et de l'air, et des produits d'hydratation.

3.2 La structure solide

La morphologie des phases solides présentes dans la pâte de ciment durcie, n'est pas encore bien définie, en particulier celle des C-S-H .

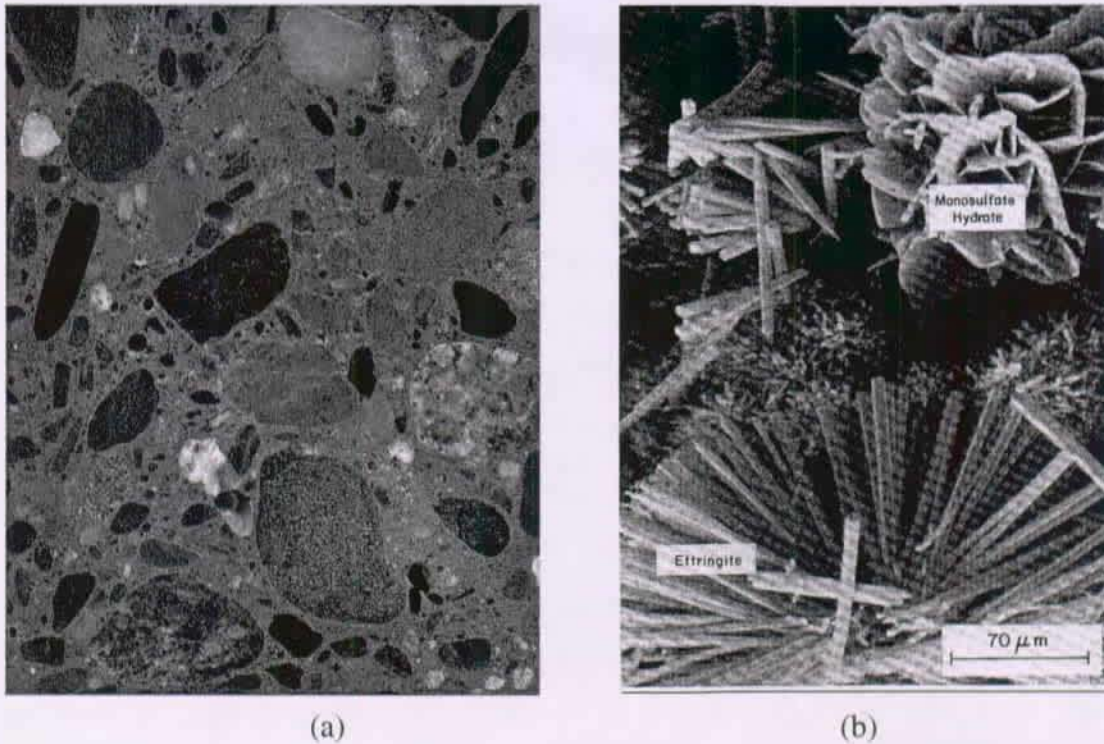


Figure 3-1 (a) Structure composite d'un béton (mésosiveau). (b) Microstructure de la pâte de ciment durcie (microniveau), d'après Metha, (1986).

3.2.1 Les Silicates de calcium hydratés (C-S-H)

Les particules solides des C-S-H sont les produits d'hydratations les plus nombreux, elles occupent au moins 50 % du volume total, et sont souvent appelées gel à cause de leur nature colloïdale. Les gels de C-S-H possèdent une surface spécifique très élevée, avec une composition chimique, et une structure physique très variable, Young (1982). Ils sont constitués de feuillets très minces, dont l'épaisseur moyenne est de l'ordre 30 Å, selon Kantro et al (1962), et Powers, (1965), et de dimensions variant entre 1 et 100 nm selon Metha (1986). Les espaces entre les gels sont de dimensions très variables, de l'ordre de 15 Å, d'après Powers (1965), compris entre 15 et 30 Å selon Hansen (1986), et entre 5 et 25 Å selon Feldman et Sereda (1968). La structure exacte des C-S-H est encore mal connue et plusieurs modèles basés sur des constatations expérimentales indirectes existent : Powers (1958), Brunauer, (1962), Feldman et Sereda, (1968) et Wittmann, (1973), (1976).

3.2.1.1 Modèle de Powers et Brunauer

Les hydrates de C-S-H sont des gels constitués de particules de dimensions colloïdales ayant une porosité de 28 %. Le diamètre moyen des pores de gel est de 15 Å, chaque particule est constituée de deux ou trois feuillets élémentaires enroulés sur eux-mêmes. L'eau des espaces interfeuillets est supposée liée fortement aux feuillets de C-S-H, et ne circule entre les différents feuillets qu'à des niveaux d'humidités relatives faibles. Ce mouvement d'eau est considéré comme irréversible, l'interaction physique entre les particules est due à l'eau adsorbée et aux ponts ioniques entre particules adjacentes. Le retrait et le fluage sont expliqués par le phénomène du mouvement de l'eau dans les pores, essentiellement de l'eau adsorbée au niveau des espaces restreints qui existent entre les particules (figure 3-2)

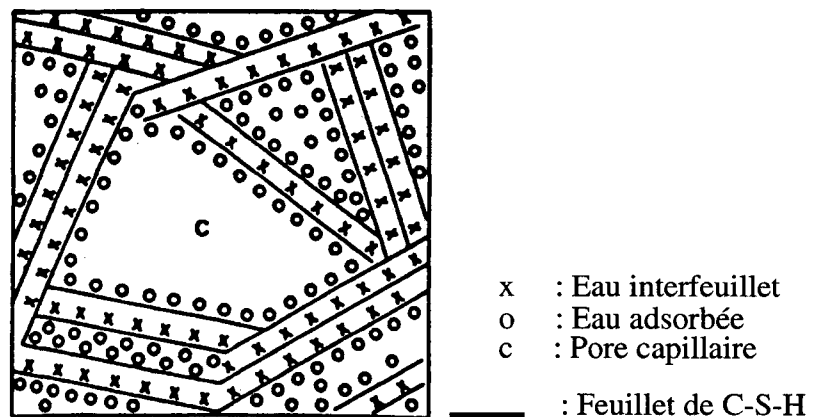


Figure 3-2 Modèle de C-S-H, d'après Powers et Brunauer (1968).

3.2.1.2 Modèle de Munich

Le modèle développé par Wittmann (1973), (1976), est un modèle purement physique dans lequel les hydrates de C-S-H sont considérés comme des Xerogels (structure poreuse tridimensionnelle constituée de particules de dimensions colloïdales). Ce modèle décrit les variations volumiques dans la pâte de ciment en fonction de l'humidité relative et des sollicitations mécaniques. Pour des humidités relatives inférieures à 40 %, le couplage entre les particules solides de C-S-H sera dominé par la variation de l'énergie de surface qui sera réduite par la distribution d'eau. Ce qui provoquera une expansion du xerogel, à laquelle s'ajoute pour des humidités relatives supérieures à 40 %, une autre expansion liée à la pression de disjonction. Dans ce dernier cas, de minces films d'eau pénètrent entre les surfaces des solides et créent un gonflement supplémentaire. La pression de disjonction est le mécanisme responsable de ce

gonflement et, par conséquent, de l'affaiblissement de la structure qui sera mécaniquement moins stable qu'à l'état sec. L'hétérogénéité du gel n'est considérée que forfaitairement, mais une moyenne statistique peut remplacer la prise en compte de la morphologie individuelle des particules de C-S-H. Ce modèle a prouvé son utilité pour le traitement quantitatif du fluage et du retrait, toutefois la nature chimique du matériau ne peut pas être totalement ignorée et devrait être prise en considération dans des modèles plus précis, Young (1982), (figure 3-3).

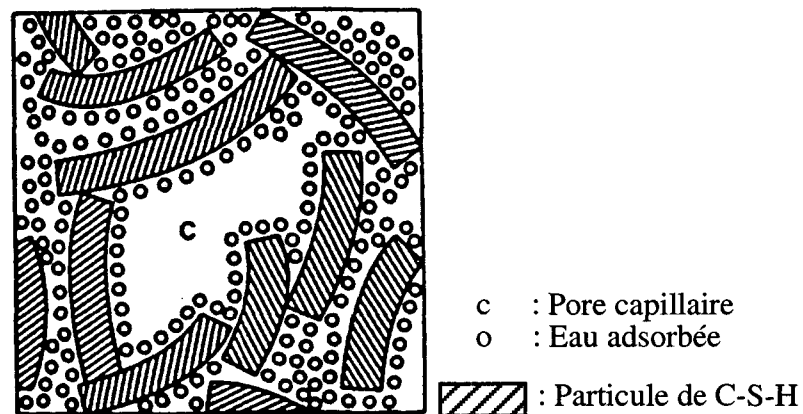


Figure 3-3 Modèle de C-S-H de Munich, d'après Wittmann (1973).

3.2.1.3 Modèle de Feldman et Sereda (1968)

Les particules de gel sont constituées d'une structure en couche formée par un arrangement irrégulier de feuillets. Ces feuillets sont distribués d'une manière aléatoire pour créer des espaces interfeuillets de dimensions comprises entre 5 et 25 Å, (figure 3-4a). Contrairement au modèle de Powers, ces espaces n'ont ni dimension, ni volume total fixe, et le mouvement de l'eau dans les espaces interfeuillets peut être réversible (figure 3-4b). Les liaisons interfeuillets sont du type solide-solide variant entre des intensités faibles (de type forces de Van Der Waals), et fortes (de type forces ioniques-covalentes). Les liaisons créées au séchage vont être détruites après le remouillage ; l'adhérence entre les couches est liée à des liaisons chimiques et non à l'interaction entre les surfaces libres. L'eau contenue dans le gel est soit de l'eau interfeuillets, soit adsorbée physiquement. Les propriétés mécaniques de la pâte de ciment dépendent surtout de l'eau adsorbée physiquement et non de l'eau interfeuillets.

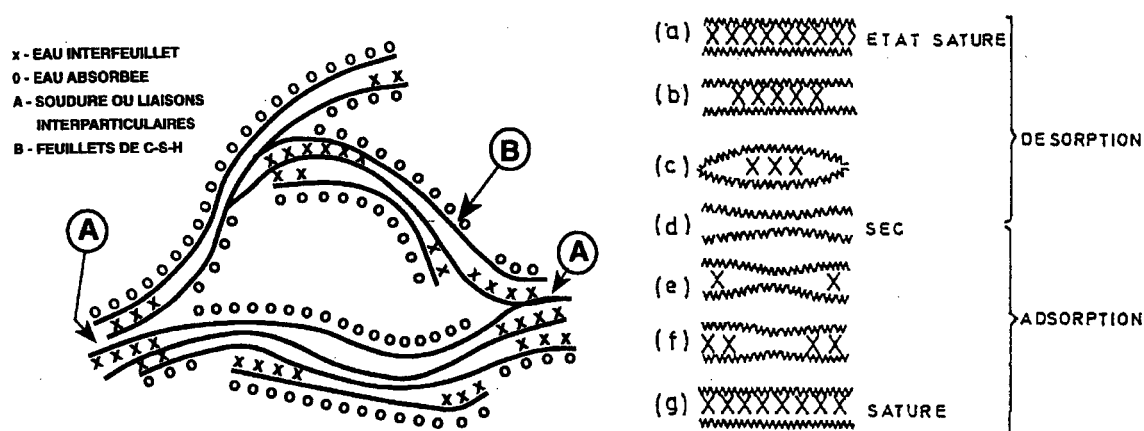


Figure 3-4 (a) Modèle de microstructure de C-S-H (b) Modèle pour les mouvements d'eau, d'après Feldman et Sereda, (1968).

3.2.1.4 Modèle de Kondo et Diamon (1974), Diamon et al. (1977)

Ce modèle appelé modèle de Tokyo, réconcilie les deux modèles Powers (1958), et Feldman et Sereda (1968), en fournissant une description détaillée sur les pores dans la pâte de ciment. Une différence est faite entre les pores, les particules de gel, les pores intercrystallites et intracrystallites. A la surface des pores intercrystallites se trouve de l'eau adsorbée physiquement qui influence les propriétés de la pâte de ciment, phénomène prévu par le modèle de Powers. D'autre part intervient aussi l'eau intracrystallite pouvant être éliminée lors du séchage (figure 3-5).

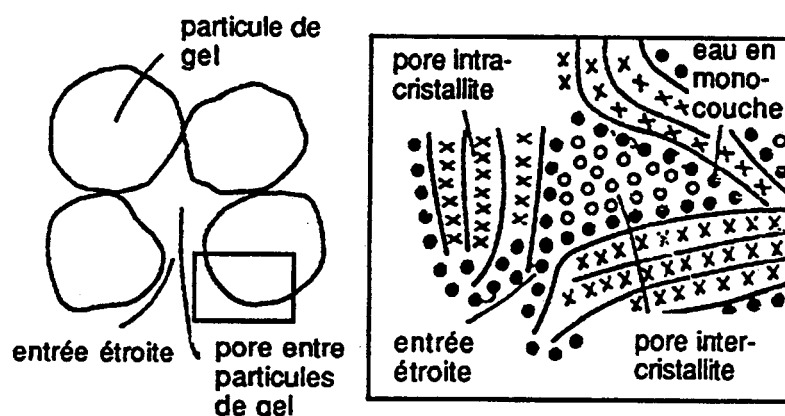


Figure 3-5 Modèle simplifié de la structure poreuse de C-S-H, d'après Kondo et Diamon, (1974).

La différence entre les modèles est due en grande partie à l'état instable de la structure de C-S-H qui est en constante évolution. Se basant sur des observations microscopiques, Diamond

(1976), avait proposé une classification en quatre phases de la structure de C-S-H, durant toute la période de l'hydratation de la pâte de ciment.

3.2.2 La portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$

Les particules d'hydroxyde de calcium occupent environ 25 % du volume solide de la pâte de ciment. La portlandite est sous une forme relativement pure, elle cristallise en plaquettes hexagonales, parfois massives, et empilées entre les grains de ciment partiellement hydratés. Leur morphologie est très variable ; elle est très influencée par les adjuvants et par la température d'hydratation.

3.2.3 Les sulfoaluminates de calcium hydratés

Ces particules constituées dans les premières minutes de l'hydratation, occupent 15 à 20 % du volume solide de la pâte de ciment. L'ettringite ($\text{C}_6\text{A}\bar{\text{S}}_3\text{H}_{32}$) cristallise sous forme d'aiguille à base hexagonale, rayonnante autour des grains de ciment anhydres ; sa présence ralentit la transformation des autres constituants. En faible quantité, elle apporte cependant une contribution essentielle à l'adhérence, notamment sur support poreux. Après quelques jours, en nombre dépendant du rapport teneur en alumine/teneur en sulfate de la pâte de ciment, l'ettringite devient instable et se décompose pour former des monosulfates hydratés ($\text{C}_4\text{A}\bar{\text{S}}\text{H}_{18}$), sous forme de plaquettes hexagonales, la présence des monosulfates hydratés dans la pâte de ciment, peut rendre le béton vulnérable aux attaques des sulfates.

3.2.4 Les grains de ciment anhydres

Au cours de l'hydratation de la pâte de ciment, les espaces libres entre les particules se remplissent progressivement, et les produits d'hydratation ont tendance à cristalliser autour des particules hydratées. Seulement les petits grains de clinker seront dissous ; les grains de plus grandes dimensions ne se dissolvent que partiellement, ils ne réagissent donc pas en solution.

3.3 La porosité

La pâte de ciment durcie est constituée de pores intergranulaires résiduels qu'on appelle capillaires et de pores de quelques Angströms relatifs aux hydrates (en particulier au gel de C-S-H). Le gel de C-S-H est constitué lui aussi d'une structure poreuse, les pores présents dans la pâte

de ciment durcie sont constitués de géométries complexes et des dimensions très variables (figure 3-6).

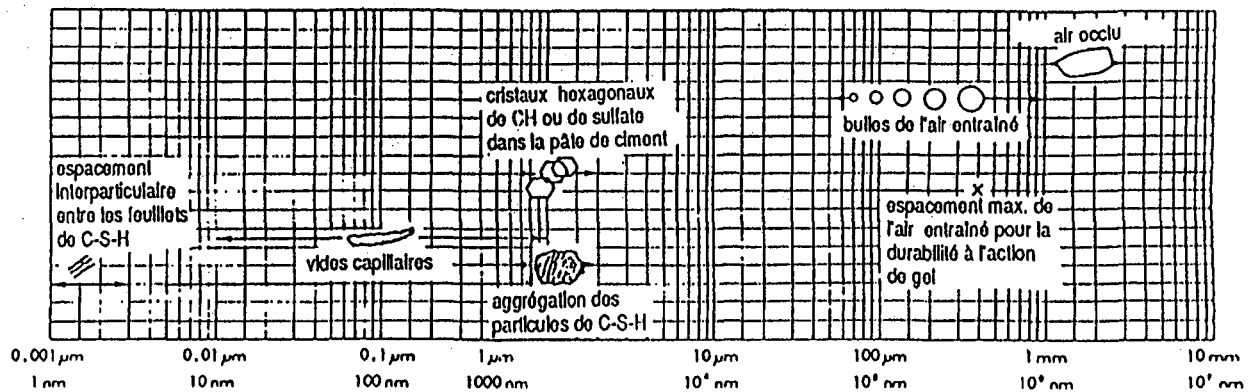


Figure 3-6 Répartition dimensionnelle des solides et des pores dans la pâte de ciment durcie, d'après Metha, (1986).

3.3.1 Les pores capillaires

Les pores capillaires sont les vides intergranulaires initialement occupés par l'eau de gâchage, et qui n'ont pas été comblés par les hydrates lors de l'hydratation de la pâte de ciment. Dans une pâte correctement hydratée avec un faible rapport E/C les pores ont des diamètres compris entre 10 et 50 nm ; pour des pâtes avec des rapports E/C plus élevés, les pores peuvent avoir aux premiers âges, des diamètres de 3 à 5 µm (pores détectables par porosimétrie au mercure), et diminuant au cours de l'hydratation, Young (1982). Les vides capillaires de diamètre supérieur à 50 nm ont une influence importante sur la résistance et la perméabilité, alors que les pores inférieurs à 50 nm jouent un rôle important lors du retrait et du fluage.

3.3.2 Les pores de gel

Ce sont des pores extrêmement fins, qui ne sont pas influencés par le rapport E/C. Les espaces entre les structures de C-S-H (espaces inter-lamellaires) sont de l'ordre de 15 Å selon Powers (1965). Par contre, les espaces à l'intérieur des gels de C-S-H (espaces interfeuillets), sont très petits, de quelques Angströms seulement. Ces nanopores constituent 28 % de la porosité du C-S-H, les pores de cette taille influencent peu la résistance et la perméabilité de la pâte de ciment. Ils ont cependant une grande influence sur le retrait et le fluage.

3.3.3 L'air occlus

Les vides résultant de l'air emprisonné et entraîné dans le béton ont des diamètres beaucoup plus grands que les vides capillaires résultants de l'hydratation, et peuvent influencer défavorablement la résistance et l'imperméabilité. Toutefois, ils peuvent avoir un effet favorable sur la maniabilité à la mise en œuvre, et sur la résistance au gel-dégel.

3.4 L'eau dans la pâte de ciment durcie

L'eau existe dans la pâte de ciment sous différentes formes, et sa classification dépendra des pores et des mécanismes de fixation impliqués.

3.4.1 L'eau chimiquement liée

L'eau chimiquement liée est l'eau consommée au cours de la réaction d'hydratation, elle est combinée aux hydrates, dont elle fait partie intégrante, sous forme d'eau de constitution ou de cristallisation. Elle n'est plus considérée comme faisant partie de la phase liquide du matériau.

3.4.2 L'eau adsorbée

Elle est constituée de couches de molécules d'eau adsorbées sur la surface solide des pores, et soumises aux forces de Van Der Waals et aux forces hydrostatiques. Ces forces décroissent lorsqu'on s'éloigne de la paroi solide. L'eau adsorbée sur le gel de C-S-H serait liée par l'intermédiaire de liaisons d'hydrogènes aux hydroxyles des hydrates situés sur les faces internes et externes des feuilletts. Une distinction est faite entre d'une part l'eau interlamellaire située entre les lamelles et adsorbée sur la surface externe des particules de C-S-H, d'autre part l'eau interfeuilletts fixée entre les feuilletts par l'intermédiaire de ponts hydrogène avec les hydroxyles, et enfin l'eau hydroxylique formée d'hydroxyle OH liée soit à des atomes Si , soit à des atomes Ca , Sierra (1974), (figure 3-7).

3.4.3 L'eau capillaire

L'eau capillaire est la masse d'eau qui occupe les pores capillaires, et qui n'est pas influencée par les forces superficielles des particules solides. Une distinction est faite entre l'eau libre qui occupe les macropores de largeur supérieure à 50 nm, et celle qui occupe des pores plus petits constitués de la phase condensée remplissant le volume poreux au-delà de la couche adsorbée.

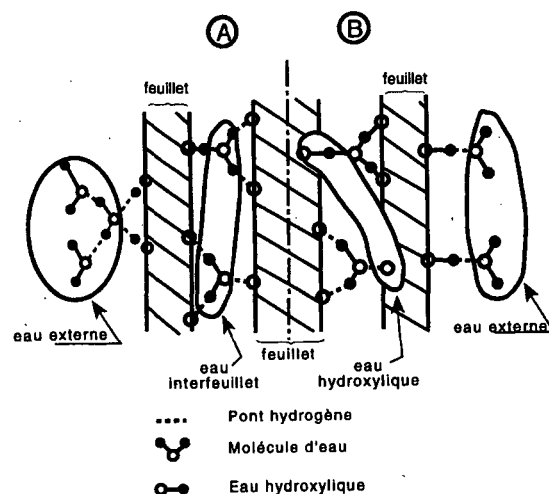


Figure 3-7 Schéma illustrant la répartition de l'eau dans le gel de C-S-H, d'après Sierra, (1974).

Une autre méthode plus simple de classification de l'eau se trouvant dans la pâte de ciment, consiste à séparer l'eau évaporable (l'eau capillaire et l'eau adsorbée la moins liée) et l'eau non évaporable (l'eau chimiquement liée, l'eau adsorbée, l'eau interfeuillelet).

Chapitre 4

Les déformations libres

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'inclusions granulaires plongées dans une matrice de pâte de ciment. Cette dernière présente des variations de volume dues soit à des actions chimiques (retrait endogène), soit à des phénomènes physiques (hydrique et thermique). Dans ce chapitre, nous allons décrire les différents retraits qui peuvent se produire sur une structure en béton. Les essais de retrait effectués dans le cadre de cette étude concernent uniquement le retrait de dessiccation.

4.1 Le retrait Endogène

Le retrait endogène peut être défini comme étant la contraction que subit le matériau en cours d'hydratation en conditions isothermes et en l'absence d'échange hygique avec l'extérieur. L'hydratation progressive des grains de ciment s'accompagne d'une consommation de l'eau de gâchage. On constate que la diminution du volume d'eau consommé n'est que partiellement compensée par l'augmentation de la matière solide, ce qui provoque une contraction volumique de l'ordre de 10% du volume total de ces constituants (eau et ciment anhydre). Ce phénomène appelé communément contraction le Chatelier, induit un retrait d'autodessiccation (par opposition au retrait de dessiccation dû au départ d'eau vers l'extérieur). La contraction provoque l'apparition d'un volume gazeux dans le matériau, et des ménisques apparaissent dans la porosité de la pâte qui était saturée au départ. Tant qu'il n'y a pas de continuité de squelette rigide, la contraction est libre et la réaction d'hydratation induit une diminution du volume total proportionnelle au degré d'hydratation. Mais dès le début de prise, les grains de ciments sont reliés par des hydrates, et le retrait est progressivement gêné par une structure de plus en plus rigide. Trois mécanismes ont été proposés pour décrire le retrait endogène : variation de la dépression capillaire, variation de la tension superficielle des particules colloïdales et variation de pression disjonctive. A humidités relatives très élevées entre 80 et 100% , l'effet de la tension capillaire sur la matrice minérale l'emporte nettement sur les autres effets mécaniques, et constitue donc bien l'origine du retrait endogène (Hua 1992). Le retrait endogène reste cependant inférieur à 10^{-4} pour les bétons dans le rapport E/C est supérieur à 0.45, mais il augmente très vite quand ce rapport tombe en dessous de 0.4 et peut atteindre 3×10^{-4} , Acker (1995).

Le mécanisme de la dépression capillaire peut être décrit par les lois de Laplace et de Kelvin. La Loi de Laplace décrit l'équilibre hydrostatique de l'eau liquide retenue dans un pore supposé cylindrique. En considérant l'interface liquide-gaz comme un ménisque sphérique, l'équilibre de ce ménisque sous des pressions différentes sur les deux côtés s'écrit sous la forme suivante :

$$\Delta P = P_v - P_e = \frac{2\sigma}{r} \cos \theta \quad (4-1)$$

avec σ la tension superficielle de l'interface d'eau-vapeur d'eau, θ angle de mouillage, r rayon du pore en présence d'un ménisque, ΔP dépression capillaire, P_e pression dans l'eau, P_v pression de la vapeur d'eau considérée souvent nulle.

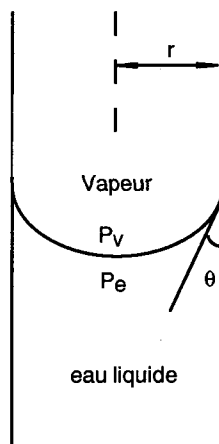


Figure 4-1 Schéma représentant la loi de Laplace pour le cas d'un ménisque sphérique dans un pore cylindrique.

La loi de Kelvin décrit l'équilibre hygrométrique qui permet l'existence du ménisque comme suit :

$$P_e - P_v = \frac{RT}{M_v} \ln(h) \quad (4-2)$$

avec M masse d'une mole d'eau, v volume massique d'eau, R constante des gaz parfait, T température, h humidité relative

En liant les deux équations, (4-1) et (4-2), nous pouvons écrire l'humidité relative en fonction du rayon du pore non saturé :

$$\frac{2\sigma}{r} \cos \theta = -\frac{RT}{M_v} \ln(h) \quad (4-3)$$

Le mécanisme par dépression capillaire est le mécanisme principal du retrait endogène, mais il est intéressant de décrire les deux autres mécanismes, qui sont la variation de la tension superficielle et la variation de la pression de disjonction. Ce dernier mécanisme est discuté dans le chapitre 5 (paragraphe 5.2.2).

Le mécanisme de la variation de la tension superficielle des particules colloïdales est décrit par la loi de Bangham, qui est donnée sous la forme suivante :

$$\frac{\Delta l}{l} = \lambda(\gamma_0 - \gamma) \quad (4-4)$$

où $\frac{\Delta l}{l}$ gonflement linéaire produit par l'adsorption d'eau à la surface, λ constante dépendant du matériau, γ_0 énergie superficielle de l'interface sans eau adsorbée, γ énergie superficielle de l'interface avec eau absorbée.

4.2 Le retrait thermique

Le retrait thermique est directement lié à la variation de température dans le matériau, soit par une augmentation de la température interne au béton, provoquée par la réaction d'hydratation du ciment qui est fortement exothermique, soit par des variations de température appliquées sur la surface extérieure d'origine naturelle ou industrielle. Ces variations de températures génèrent des gradients thermiques qui peuvent avoir des effets mécaniques considérables sur les structures, particulièrement sur les ouvrages massifs (barrage, fondation, enceinte de centrale nucléaire etc...). Il en résulte des auto-contraintes qui peuvent engendrer une fissuration de peau du matériau, tout particulièrement au jeune âge. Les propriétés thermiques du béton sont déterminées par le coefficient de dilatation thermique, la chaleur spécifique, et la conductivité thermique. Le coefficient de dilatation thermique est pratiquement constant dès les premières heures après la prise, mais il diffère d'un béton à un autre à cause des granulats, il est lié à celui des granulats en raison de leurs proportions importantes dans la composition du béton.

4.3 Le retrait hydrique (retrait de dessiccation)

La diminution de la teneur en eau évaporable par dessiccation exogène se traduit par une contraction du matériau. On distingue deux types de retrait hydrique : retrait plastique (avant la prise) et retrait de séchage (après la prise).

Le retrait plastique est dû à l'évaporation de l'eau de la surface libre du béton frais. Le départ de cette eau génère des tensions capillaires dans le matériau plastique, ce qui se traduit au niveau macroscopique par une réduction du volume occupé par la pâte. L'évaporation n'affectant pas la masse de façon uniforme, les contraintes induites par le retrait différentiel peuvent conduire à une fissuration de surface. Après la mise en place du béton, les faces non coffrées nécessitent un traitement approprié contre l'évaporation d'eau, soit en appliquant des produits de cure, soit en couvrant le béton par une natte imperméable.

Le retrait de dessiccation désigne la contraction subie par le matériau durci suite au départ de l'eau vers l'extérieur. Ce phénomène de séchage se produit par diffusion de l'eau vers les faces exposées au séchage (les surfaces du béton mises en contact avec une atmosphère non saturée après le décoffrage) en présence d'un gradient hydrique entre le cœur du béton et l'air ambiant. Le taux de séchage du matériau est déterminé par la vitesse de migration de l'eau dans le réseau poreux. Ce processus de séchage est extrêmement lent : 10 ans pour une éprouvette normalisée ($\varnothing=16 \times h=32$ cm) ou pour un voile de 12 cm, et sa durée augmente comme le carré de cette épaisseur, Acker (1995). Pour les structures massives, la durée de séchage dépasse souvent la durée de vie spécifiée, et pour l'ingénieur, l'amplitude finale a alors beaucoup moins d'importance que la vitesse d'évolution.

4.4 Le retrait de carbonatation

Une pâte de ciment soumise à une atmosphère contenant du dioxyde de carbone est susceptible de subir un retrait de carbonatation. Ce phénomène est le résultat d'une réaction chimique qui se produit entre l'hydroxyde de calcium Ca(OH)_2 et le gaz carbonique CO_2 pour former du carbonate de calcium CaCO_3 et de l'eau. La carbonatation progresse de la surface du béton vers l'intérieur et provoque un retrait non-uniforme. L'extérieur du béton a tendance à se retirer, tandis que l'intérieur est stable. Selon Powers (1962), ce retrait est dû à deux mécanismes : la perte de l'eau fabriquée par la réaction chimique et la dissolution du Ca(OH)_2 dans les zones qui sont sous contrainte. On remarque que le retrait de carbonatation maximum se produit à environ 50% d'humidité relative.

4.5 La fissuration due aux retraits

Le retrait est un phénomène inhérent au béton, il est donc important pour l'ingénieur de comprendre les mécanismes propres à chaque retrait afin de dissocier ces différents types de retrait. Il est important aussi de pouvoir mesurer leur amplitude séparément pour évaluer les risques de fissuration propres à chaque retrait. La fissuration d'origine thermique peut être une fissuration de peau provoquée par un gradient local ou par une reprise de bétonnage ou d'encastrement. Lorsque le retrait endogène est empêché, ou simplement gêné dès le début de prise, il constitue souvent une composante non négligeable de la fissuration précoce. En ce qui concerne le retrait de dessiccation, la lenteur du processus indique l'importance des gradients qui se développent dans la première phase du processus, et qui produisent des autocontraintes qui conduisent à une fissuration superficielle des structures.

Chapitre 5

Le comportement du béton sous charge

5.1 Les mécanismes physico-chimiques du fluage

Les mécanismes qui gouvernent le fluage ne sont pas encore clairement établis. Plusieurs théories ont été proposées sur les phénomènes qui sont à l'origine du fluage et plus particulièrement sur le fluage de base. Au stade actuel de la recherche, aucune théorie ne peut expliquer de quelle manière ces phénomènes interagissent entre eux, et de quel ordre ils influencent le fluage. La complexité du problème est due au fait qu'il n'est pas facile de modéliser le fluage au niveau macroscopique à partir des phénomènes se produisant au niveau microscopique.

Une distinction est faite par Wittmann (1982), entre les mécanismes se produisant au niveau de la microstructure de la pâte de ciment, relatifs à l'hydratation et à la migration d'eau à l'intérieur des micropores de la pâte de ciment. Les mécanismes intrinsèques à la pâte de ciment, et indépendant des dimensions du matériau, sont qualifiés de « réels » et les mécanismes liés à d'autres facteurs sont qualifiés « d'apparents ». Par exemple, la nature composite du béton qui induit des contraintes internes pouvant provoquer des microfissures au niveau de l'interface entre la pâte de ciment et les granulats. Le séchage non uniforme des structures en béton qui peut provoquer des gradients de contraintes qui conduisent à la fissuration en peau. La chaleur d'hydratation qui peut accélérer le fluage et le retrait.

5.2 Les mécanismes au niveau de la microstructure de la pâte de ciment

Les mécanismes à l'origine du fluage se produisant au niveau de la microstructure de la pâte de ciment (constituée par des particules solides essentiellement d'hydrates de C-S-H et des pores capillaires), ont été classés par l'American Concrete Institute (Committee 209, 1972), selon les cas suivants :

- Le glissement ou le cisaillement des feuillets colloïdaux de particules de gel lubrifiées par l'eau adsorbée (écoulement visqueux).
- La consolidation provoquée par le départ de l'eau adsorbée ou par la décomposition de l'eau interfeuille (diffusion d'eau).

- L'élasticité différée de la pâte de ciment provoquée par l'empêchement des déformations élastiques du squelette solide constitué d'agrégats et de cristaux de gel (élasticité retardée).
- La déformation permanente provoquée par des microfissures locales dues à la création de nouvelles liaisons cristallines (microfissuration).

Plusieurs théories ont été proposées pour expliquer les mécanismes à l'origine du fluage, nous ne citerons que les plus importantes, qui sont à l'origine du développement des diverses approches qui existent actuellement.

5.2.1 L'énergie d'activation

Cette théorie considère que le fluage résulte d'un processus d'activité thermique au niveau moléculaire. Cette approche (théorie de la cinétique), analogue à celle qui est utilisée pour les métaux, elle consiste en la généralisation de la loi d'Arrhenius :

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = A \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \quad (5-1)$$

où T est la température absolue, E_a l'énergie d'activation, et R la constante des gaz parfaits.

Cette méthode utilise le concept de barrière d'énergie (le puits de potentiel), qui représente la rupture des liaisons chimiques. Le fluage prend naissance dans la déformation du microvolume désigné comme le centre de fluage. Ce dernier subit des déformations à des configurations d'énergies faibles, sous l'influence de l'énergie rajoutée au système par des sources extérieures. Cette déformation ne peut se produire qu'après le dépassement des barrières des différents états d'énergie. La capacité du centre de fluage à dépasser ces barrières dépend des hautes énergies et de l'addition des énergies liées à la température, mais aussi de la contrainte appliquée et de la variation d'humidité.

En se basant sur le modèle de Munich (cf. 3.2.1.2), Wittmann et al. (1974), utilisent cette approche pour décrire le fluage du béton. Un solide est considéré comme étant composé d'un très grand nombre de particules ; qui peuvent être des atomes, des molécules ou des particules colloïdales. Dans le cas où le matériau n'est pas chargé, chacune des particules oscille autour d'un point d'équilibre, et ceci à des températures beaucoup plus basses que la température de fusion ; ainsi la probabilité qu'ils quittent leur position d'équilibre est faible, par conséquent il n'y a pas de déformations différées. Les oscillations des particules peuvent être représentées par un modèle mécanique, le puits de potentiel. A une température constante la probabilité qu'une particule puisse sortir du puits de potentiel est donnée par l'expression :

$$P = C e^{\left(-\frac{E_a}{RT}\right)} \quad (5-2)$$

où T est la température absolue, E_a l'énergie d'activation, R la constante des gaz parfaits, et C une constante. Si on applique une charge extérieure, les particules ne quittent plus d'une manière aléatoire le puits de potentiel, mais dans la direction de la charge appliquée. Ceci peut être représenté dans le modèle mécanique par un abaissement de la hauteur du puits de potentiel. Ce qui implique une diminution de l'énergie d'activation dans le sens de l'application de la charge par une quantité E_σ , et une augmentation de la même quantité dans le sens opposé. Le fluage observé à l'échelle macroscopique est la différence entre la totalité des particules qui se déplacent dans les deux sens. Par conséquent en appliquant la probabilité appropriée pour avoir l'énergie nécessaire pour sortir du puits dans les deux cas, la vitesse de fluage est donnée par :

$$\dot{\epsilon} = P_1 - P_2 = C_1 e^{\left(-\frac{E_a + E_\sigma}{RT}\right)} + C_1 e^{\left(-\frac{E_a - E_\sigma}{RT}\right)} \quad (5-3)$$

ou

$$\dot{\epsilon} = C e^{\left(-\frac{E_a}{RT}\right)} \sinh\left(\frac{E_\sigma}{RT}\right) \quad (5-4)$$

E_σ peut être considéré comme proportionnel à la charge appliquée σ , et E_a est une fonction du temps :

$$\frac{E_\sigma}{RT} = b \sigma \quad (5-5)$$

$$E_a(t) = E_0 + m \ln(t) \quad (5-6)$$

La constante C dépend du temps et peut être remplacée par une fonction puissance comme suit :

$$C = a_0 t^n \quad (5-7)$$

En substituant (5-5), (5-6) et (5-7) dans (5-4) et après intégration, le fluage en fonction de l'énergie d'activation est donné selon Wittmann et Setzer (1971) sous la forme suivante :

$$\varepsilon = a_0 t^n \exp\left(\frac{E_a}{RT}\right) \sinh\left(\frac{V_a \sigma}{RT}\right) \quad (5-8)$$

Dans l'équation (5-8), ε est la déformation totale de fluage, t le temps de chargement, E_a l'énergie d'activation apparente du centre de fluage, V_a le volume d'activation (l'énergie d'activation par unité de charge), a_0 le nombre de centres de fluage au temps de chargement, R la constante des gaz parfaits, T la température absolue, et n une constante.

L'équation (5-8) peut être subdivisée en trois termes en fonction du temps, de la température et de la contrainte :

$$\varepsilon = f_1(t) f_2(T) f_3(\sigma) \quad (5-9)$$

L'équation (5-8), n'est pas une équation d'état. Elle est valable uniquement pour l'instant considéré, elle ne tient pas compte du vieillissement du matériau.

Le processus d'activation peut être vérifié par la mesure directe des différences de potentiel provoquées par l'application de la charge. La réduction de l'énergie nécessaire pour l'activation E_σ (figure 5-1a), varie avec la variation de l'intensité de la charge, et l'énergie d'activation réelle E_0 ne peut être obtenue que par des mesures indirectes. Plusieurs séries de mesures sont nécessaires pour obtenir les valeurs de E , relatives aux différentes intensités de contraintes (figure 5-1b), la valeur de l'énergie d'activation réelle E_0 , sera obtenue par interpolation vers le point de contrainte nulle, Day et Gamble, (1983). La valeur de l'énergie d'activation du fluage est estimée à 20 kJ/mole par Wittmann et Lukas (1974), et à 25 kJ/mole par Rainford (1978).

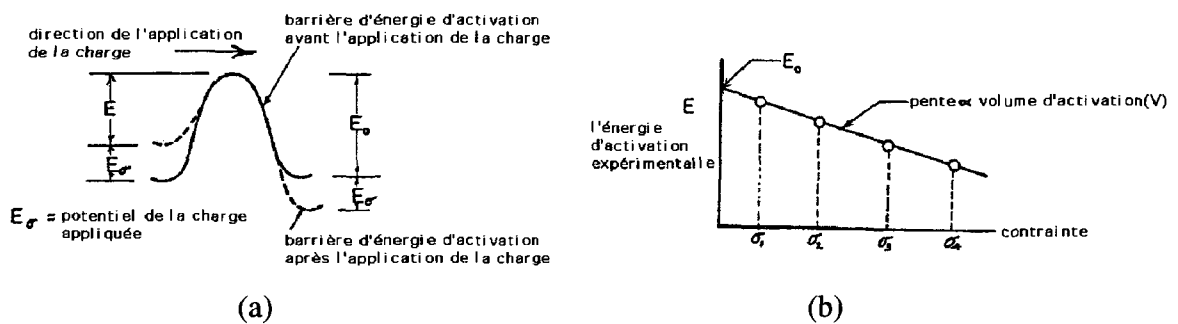


Figure 5-1 (a) Représentation de la barrière d'énergie d'activation du fluage.
(b) Détermination du volume d'activation, d'après Day et Gamble, (1983).

Le centre de fluage est le siège de glissement entre les particules de C-S-H adjacentes. Le développement de ces déformations dépend des forces d'attractions entre les particules, si les particules sont liées par des liaisons chimiques, il n'y a pas de glissement, par contre si elles sont liées uniquement par les forces de Van der Waals, le glissement peut se produire. L'eau en réduisant les forces de Van Der Waals, facilite le glissement entre les particules, Mindess et Young (1981).

En se basant sur la théorie de la cinétique, plusieurs auteurs, Klug et Wittmann (1969), Feldman, (1972), Wittmann et Lukas, (1969), Day et Gamble (1983), Guénot-Delahaie (1996), Ulm et Acker (1998), ont fait une distinction entre deux types de mécanismes à l'origine du fluage.

Ruetz (1966) était le premier à séparer les mécanismes à l'origine du fluage, en "court terme" et "long terme". La distinction entre ces deux mécanismes est effectuée par la théorie de la cinétique, au vu de l'énergie d'activation mise en jeu et son évolution. En cas de fluage, une transition rapide se produit entre des énergies d'activation faibles (25 kJ/mole), dans un délai assez court de chargement et des énergies plus élevées (115 kJ/mole), Day et Gamble (1983).

L'étude de la cinétique du fluage et de la recouvrance permet de mettre en évidence deux régimes cinétiques régissant l'évolution du fluage. Ces deux échelles de temps peuvent être associées à deux mécanismes physiques distincts, qui ont leur siège dans des espaces poreux différents. Tout d'abord un fluage à court terme, d'un temps caractéristique de quelques jours correspondant à des énergies d'activation faibles pouvant être associé à un mécanisme de mouvement d'eau dans l'espace capillaire du matériau, et ensuite un fluage à long terme correspondant à des énergies élevées, associé à un mécanisme de cisaillement ou de glissement au sein des gels de C-S-H, donc à l'échelle des nanopores.

5.2.2 Mouvement de l'eau adsorbée et pression de disjonction

La théorie de la consolidation provoquée par le départ de l'eau adsorbée, ou par la décomposition de l'eau interfeuillet dans les particules de C-S-H (*seepage*), a été proposée pour la première fois par Lynam (1934).

Powers (1960), en élaborant la théorie de contraintes locales dans les zones d'adsorption restreinte (*load bearing*), considère que le fluage est dû à la diffusion d'eau adsorbée à partir des micropores situés dans les zones d'adsorption restreinte vers les pores capillaires.

Des films d'eau existent sur les surfaces des hydrates de C-S-H sous forme d'eau d'adsorption, et ces hydrates sont regroupés de telle façon que certains espaces interstitiels ne sont pas assez larges pour retenir le nombre de couches d'eau nécessaire pour une humidité relative donnée. Dans le cas d'une pâte de ciment saturée (HR = 100 %), l'équilibre est maintenu jusqu'à une épaisseur de cinq molécules d'eau, pour une épaisseur de dix molécules d'eau entre deux particules adjacentes de C-S-H, l'équilibre ne peut plus être maintenu sans la création de pression de disjonction entre les particules de C-S-H. Ce phénomène s'appelle zone d'adsorption restreinte, Powers (1965).

L'eau qui est fortement adsorbée développe une résistance statique par rapport aux forces qui veulent l'expulser ; cette eau, qui est un élément structurel des hydrates, peut provoquer des contraintes locales (eau portante). L'état d'équilibre de l'eau se trouvant dans les micropores est réalisé par la combinaison de l'effet de la charge et de l'épaisseur (interaction entre les surfaces solides). Quand une charge extérieure est appliquée, la contrainte exercée sur l'eau dans les micropores augmente, et pour maintenir l'équilibre, l'épaisseur des couches d'eau adsorbée diminue pour compenser l'augmentation de la pression de disjonction. De cette manière se produira une diffusion d'eau à partir des micropores vers les pores capillaires plus larges et de faible contrainte. Ce mécanisme lié à la variation de la pression de disjonction va provoquer une variation du volume que l'on assimile à du fluage. L'eau concernée par le phénomène de diffusion ne représente qu'une part très petite de l'eau totale se trouvant dans la pâte de ciment.

La recouvrance instantanée est expliquée par le processus inverse, après le déchargement, la diffusion de l'eau à partir des zones d'adsorption libre va provoquer une diminution progressive de la pression de disjonction jusqu'à l'équilibre, ce qui va provoquer un gonflement. La recouvrance différée est due à la création de nouvelles liaisons entre les surfaces solides de C-S-H.

Le fluage avec séchage est expliqué par une diminution très rapide de l'épaisseur de la couche d'adsorption, ce qui fait augmenter le fluage avec séchage à court terme.

Powers (1968) a proposé la formule suivante pour calculer la variation de volume due à la pression de disjonction :

$$\frac{\Delta V}{V} = \beta' f(W) \frac{RT}{MV_f} \ln H \quad (5-10)$$

avec H = humidité relative, R = constante des gaz parfaits, M = masse molaire, β' = coefficient de compressibilité du solide sous contrainte constante, $f(W)$ = position de la surface spécifique soumise à la pression de disjonction, V_f = volume spécifique de l'eau adsorbée.

Le fluage de base, le fluage avec séchage, le retrait et le gonflement peuvent s'expliquer en termes de mouvement d'eau adsorbée à l'intérieur et à l'extérieur des zones d'adsorption restreinte. Tant le fluage que le retrait impliquent l'occlusion d'espaces de dimensions moléculaires dans le ciment hydraté et l'exclusion d'eau de ces espaces. L'effet de tamis moléculaire peut être un moyen efficace d'étude de modifications de structures du ciment hydraté Mills (1968).

Bazant (1972) décrit le phénomène d'une façon plus rigoureuse par le développement de la thermodynamique de l'adsorption restreinte. Il considère que le fluage et le retrait sont dus à la variation de l'épaisseur des zones d'adsorption restreinte, liés à la diffusion de l'eau à partir de ces zones, vers les zones libres de moindre pression.

Ce phénomène peut être modélisé par l'utilisation d'un modèle viscoélastique constitué d'un ressort et d'un amortisseur (modèle de Maxwell). L'équation différentielle pour une chaîne de maxwell est donnée par :

$$\frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{V_d} = \dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}_{sh} \quad (5-11)$$

où V_d est la viscosité de l'amortisseur, E le module élastique, σ la contrainte, $\dot{\epsilon}$ et $\dot{\epsilon}_{sh}$ sont la vitesse de la déformation totale et celle du retrait, et $1/V_d$ est la fonction linéaire du flux de microdiffusion.

Ferraris et Wittmann (1987), ont utilisé le concept développé par Derjaguin (1974), qui définit la pression de disjonction π par la combinaison de trois autres forces :

$$\pi(t) = \pi_{elec} + \pi_{vdw} + \pi_{str} \quad (5-12)$$

avec π_{vdw} : forces d'attraction de Van Der Waals entre les surfaces et les couches d'eau adsorbée, π_{elec} : force de répulsion de double couche électrique, π_{str} : composante structurale.

Les évolutions de l'adsorption et de la pression de disjonction dans un pore sont représentées sur la figure 5-2.

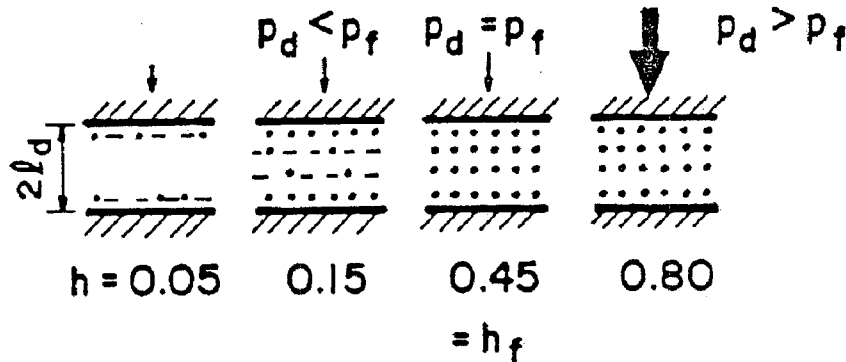


Figure 5-2 Remplissage des pores avec une humidité relative croissante, d'après Bazant, (1972).

5.2.3 Ecoulement visqueux, cisaillement interfeuillet

Les déformations différées sous charge surviennent principalement dans les imperfections des composants cristallins colloïdaux de la pâte de ciment durcie associée à l'eau adsorbée. Le fluage de base est dû d'une part au processus de diffusion moléculaire et au cisaillement dans les gels, et d'autre part à l'eau adsorbée sous charge. L'interaction entre les composants cristallins est à l'origine du comportement visqueux et de l'élasticité retardée Ali et Kesler (1964).

Le fluage est essentiellement dû à un mécanisme de glissement entre les différents feuillets des gels de C-S-H. Le microcisaillement prend place au niveau des hydrates situés dans la zone d'adsorption restreinte ; les feuillets de gel de C-S-H lubrifiés par l'eau sont susceptibles d'avoir un mouvement de glissement relatif, et l'augmentation de la température a tendance à accélérer ce mouvement, Ruetz (1965) (figure 5-3).

Hannant (1968), après avoir effectué des essais de fluage sur des éprouvettes de béton et de pâte de ciment à différentes températures, considère que le facteur prédominant à l'origine du fluage, c'est le cisaillement ou le glissement des particules de gel sub-microscopiques lubrifiées par l'eau entre elles.

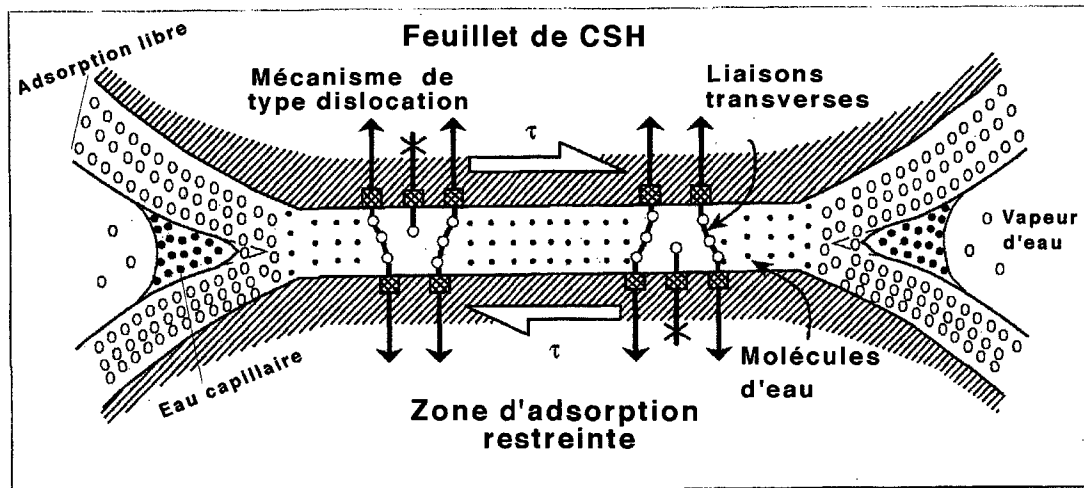


Figure 5-3 Représentation de *mécanisme de type dislocation* dans la zone d'adsorption restreinte.

Feldman (1972), après avoir mesuré directement les changements physiques se produisant dans la microstructure, par suite d'un changement des conditions d'exposition, considère que le fluage est dû à un mouvement d'ensemble des feuillets, ou des couches de particules de C-S-H.

Ce mouvement se produit à l'entrée des espaces interfeuillets très étroits, ou bien dans de nouveaux espaces interfeuillets créés après le glissement entre les feuillets. Le mouvement de l'eau dans les espaces interfeuillets se produit dans les deux sens, entrée et sortie.

Plus tard, en effectuant des mesures de la surface d'adsorption d'azote, d'eau et d'hélium dans des échantillons de pâte pure de silicate de calcium mature, Bentur et al. (1978), (1979), ont montré que la structure microscopique d'une pâte de ciment chargée n'évolue pas comme celle d'une pâte non chargée. Ils ont constaté que le séchage, mais aussi le chargement, n'entraînent de modification que sur l'adsorption d'azote. Du fait de leur taille, les molécules d'azote, contrairement à celles d'hélium ou de vapeur d'eau, n'ont pas accès aux plus petits pores, donc aux espaces interfeuillets. En cas de chargement, la surface d'adsorption d'azote augmente, cela est dû à la création de nouvelles surfaces de C-S-H provoquée par un mécanisme de microcisaillement entre les particules de C-S-H (figure 5-4).

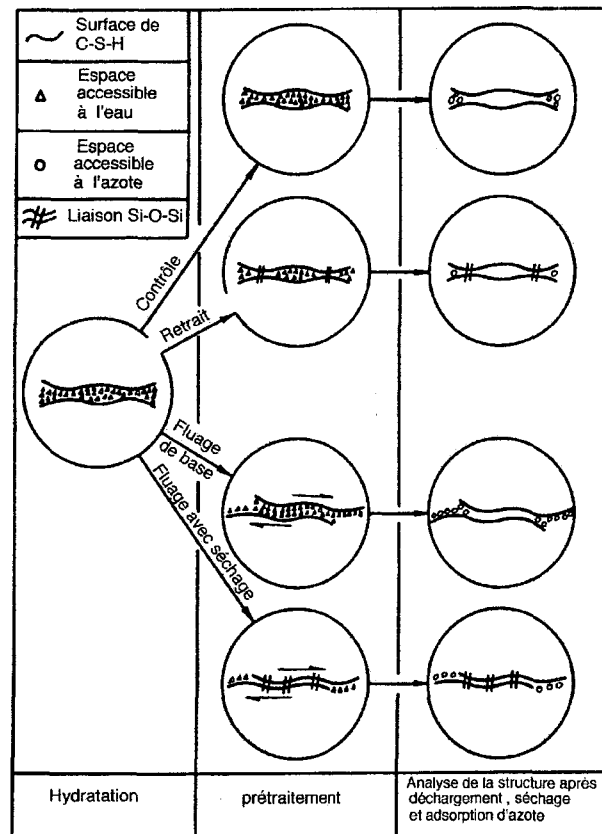


Figure 5-4 Description schématique du mécanisme de microcisaillement des particules de C-S-H Bentur et al. (1979a).

5.2.4 Le vieillissement

Le fluage est une manifestation de la cristallisation graduelle du procédé de vieillissement du matériau en couches, aboutissant à une nouvelle formation de couches. Bien qu'il y ait mouvement d'eau, ce mécanisme n'est pas d'une grande importance, Feldman (1972).

Le fluage du béton est très influencé par l'hydratation du ciment, donc par le vieillissement. Bazant et al. (1989a et b), ont proposé un modèle qui tient compte du vieillissement (*théorie de solidification*). La structure est divisée en trois parties, la partie liquide ne supportant pas de charge, et les deux autres parties portantes, formées de la matière solide avec des déformations viscoélastique et visqueuse. Le fluage est considéré comme la somme des déformations viscoélastiques, vieillissantes et non vieillissantes, avec les déformations visqueuses. La déformation élastique résulte de la déformation des agrégats et des particules microscopiques

élastiques au niveau de la pâte de ciment durcie, incluant les grains de ciment anhydres, les cristaux d'hydroxyde de calcium et les particules cristallines dans les gels. Cela est lié à l'aspect physico-chimique de ces particules. Les propriétés élastiques de ces composants sont considérées comme constantes dans le temps (non vieillissant).

Une analyse micromécanique du processus de solidification montre que le vieillissement est le résultat d'une augmentation de la fraction volumique de gels d'hydrates portante, provoquée par la solidification de la matière (déposition progressive de nouveaux produits d'hydratation).

La durée de l'hydratation est de quelques mois, par contre la variation de l'amplitude du fluage en fonction de l'âge de chargement reste significative même après plusieurs années, donc le vieillissement ne peut être expliqué que par le vieillissement physico-chimique.

Bazant (1989a), a justifié l'augmentation de la fraction volumique, même plusieurs années après l'arrêt de l'hydratation, par la formation de nouvelles liaisons entre les particules solides du ciment, poursuivie par la polymérisation des hydrates de silicates tricalcium dans les gels de ciment.

5.3 Les mécanismes apparents

Les mécanismes apparents les plus importants influençant le fluage sont les gradients thermiques et la structure composite qui sont à l'origine de la fissuration dans le béton. La variation de température provoque des gradients thermiques suivis de gradients hydriques. La distribution des contraintes internes résultant de ces gradients fait varier la cinétique du fluage.

La nature composite du béton est connue pour être la cause de création de fissures sur les interfaces agrégats-matrices, mais un autre mécanisme apparent peut être observé. Les agrégats ont un comportement élastique linéaire, par contre la pâte de ciment a un comportement viscoélastique. Lorsque la matrice flue, la charge est progressivement transférée de la pâte vers les granulats ; ces derniers mis en précontrainte, stockent une énergie de déformation élastique, qui croît avec la durée de fluage. L'état de contrainte interne évolue donc et cette redistribution des contraintes sera déterminante vis-à-vis de la déformation différée ultérieure : augmentation des compressions dans les granulats, relaxation des contraintes dans la pâte viscoélastique (qui flue donc moins). En cas de suppression de la charge extérieure, l'énergie bloquée dans les granulats est, en partie seulement restituée, ce qui aboutit à la déformation de recouvrance.

La fissuration est induite au niveau des interfaces, les granulats jouant ici un rôle indirect. Plus la teneur en granulat est grande, plus il y a d'interfaces pouvant à priori donner lieu à une

fissuration. Cela a pour conséquence une déformation de fluage plus grande (ce qui est en contradiction avec le fait que le fluage diminue avec une teneur plus élevée en granulats). La fissuration peut donc être considérée comme un élément témoin de l'amplitude de fluage. Tant que la densité des microfissures reste faible, on peut imaginer que les contributions de chacune d'elle à la déformation de fluage sont additives, ce qui nous offre une explication de la linéarité du fluage de base vis-à-vis de la contrainte.

La préexistence des fissures dans le béton et leur développement ont une grande influence sur l'allure de la courbe force-déplacement et sur le fluage. Les fissures peuvent être provoquées par le retrait ou par la charge appliquée. Le retrait et le fluage provoquent de nouvelles fissures et font propager les fissures préexistantes durant la période de fluage. L'introduction de nouvelles fissures ou la propagation des fissures préexistantes sera provoquée par le dépassement de la résistance en traction.

5.4 Les facteurs influençant le fluage

Les facteurs influençant le fluage et le retrait peuvent être divisés en facteurs intrinsèques et extrinsèques. Les facteurs intrinsèques sont fixés au départ lors du coulage du béton, cela inclut le module d'élasticité et le pourcentage volumique des agrégats dans le béton, le diamètre maximal des granulats, le rapport E/C, le type et les propriétés des agrégats, le type de ciment, etc. Les facteurs extrinsèques, peuvent changer dans le temps, comme la température, l'humidité relative, l'âge de chargement etc.

Il n'est pas facile de comprendre l'influence exacte propre à chaque facteur seul, parce qu'il est pratiquement impossible de changer un facteur sans pour autant influencer les autres. Souvent ces mêmes facteurs influencent aussi le retrait, ces deux phénomènes sont interdépendants. Ces facteurs donnés à titre indicatif sont illustrés sur la figure 5-5.

5.4.1 Influence intrinsèque

5.4.1.1 Influence de la composition du béton

Le changement des propriétés mécaniques du béton, lié à l'hydratation de la pâte de ciment, ainsi que la modification de la nature et du dosage des différents constituants influence sensiblement le fluage. Le fluage du béton est dû en partie à la présence d'eau dans les pores fins du matériau ; la diminution du rapport E/C fait augmenter la résistance, ce qui fait diminuer le fluage. La porosité (influencée par le rapport E/C) affecte directement la résistance de la pâte de

ciment. Le fluage d'une pâte constituée de silicates purs (C_3S , C_2S) est plus faible que dans le cas d'un ciment de type I, la présence de petites quantités de ces composantes dans les gels de C-S-H, a une grande importance sur l'amplitude du fluage. L'augmentation de la quantité de l'aluminate tricalcique (C_3A), ou la diminution de la quantité de silicate tricalcique (C_3S) fait augmenter le fluage.

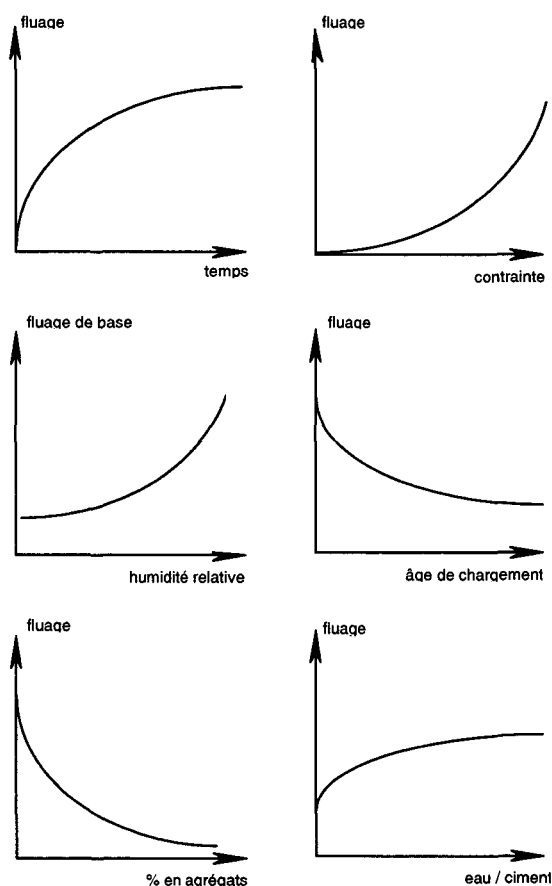


Figure 5-5 Illustration schématique des facteurs influençant le fluage.

Des essais effectués sur des éprouvettes en béton avec des rapports eau/ciment, contrainte/résistance, et granulat/ciment constants, mais avec l'utilisation de ciments différents, type I (ciment CPA ordinaire), type II (ciment à forte résistance initiale, $C_3A \geq 8\%$), et type III (ciment alumineux), ont donné des déformations en fluage très différentes avec un rapport de 1 à 3 (figure 5-6).

Les essais effectués pendant toute la durée de chargement avec un rapport contrainte/résistance constant (en augmentant la contrainte au fur et à mesure que la résistance augmente du fait de l'hydratation) donne une corrélation assez bonne entre le fluage et la

résistance mécanique, tant qu'on ne fait varier que l'âge des éprouvettes et le rapport eau/ciment. Cette corrélation n'est plus possible, lorsqu'on fait varier la finesse et la composition du ciment.

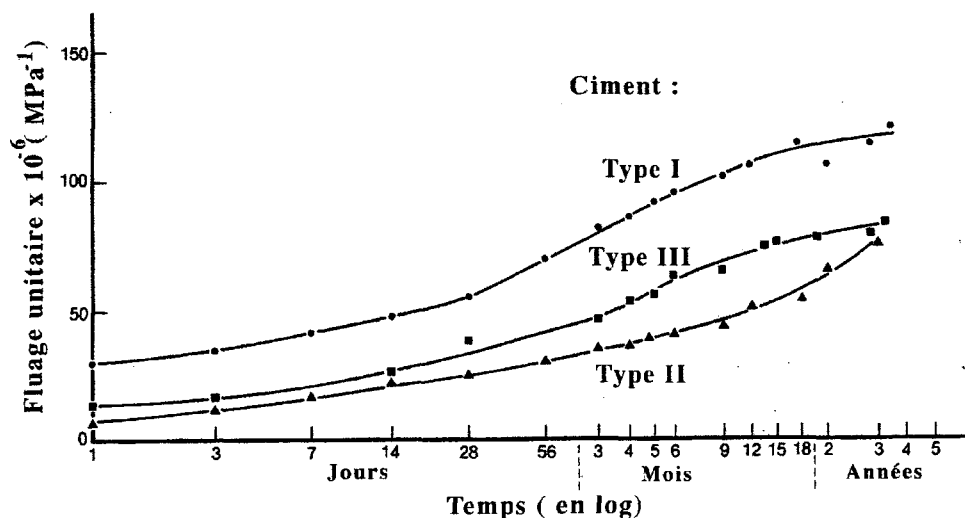


Figure 5-6 Fluages de bétons confectionnés avec différents types de ciment d'après Hummel, (1959), cité par Neville, (1983).

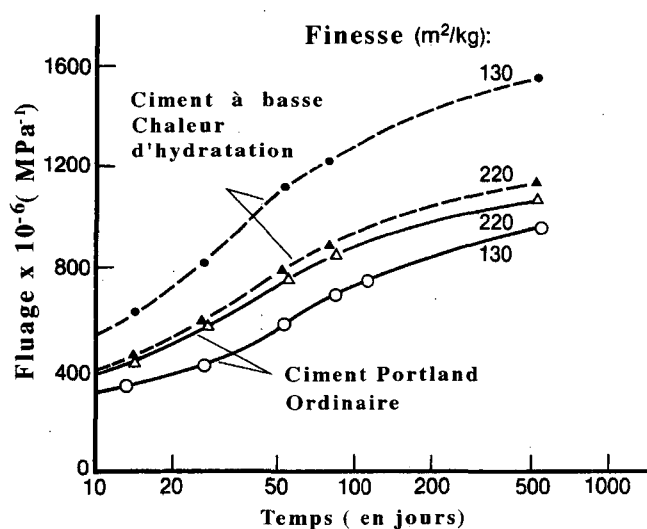


Figure 5-7 Influence de la finesse du ciment sur le fluage, d'après Davis et al, (1937), cités par Neville, (1983).

Neville, (1983), en chargeant des éprouvettes à 28 jours, à 6 MPa, pour 50 % d'humidité relative, a pu obtenir avec quatre ciments différents des résultats très variables. Pour un ciment Portland à basse chaleur d'hydratation, le fluage augmente de 30 % lorsque l'on passe d'une finesse de 220 m²/kg à une finesse de 130 m²/kg. Pour un ciment Portland ordinaire, il y a au contraire une diminution de 10 % (figure 5-7).

5.4.1.2 Influence des granulats

Après l'augmentation de la charge, le fluage qui débute dans la pâte de ciment est transféré dans les granulats ; l'interaction entre la pâte de ciment et les granulats dépend de leurs propriétés mécaniques respectives et du pourcentage de granulats dans la pâte de ciment. La majorité des roches fournissant les granulats (sauf les grès, mais ils sont exclus des bétons de structure) ne fluent pas, du moins sous les contraintes subies dans les bétons ; dans ce domaine de contraintes, les granulats ont un comportement élastique linéaire.

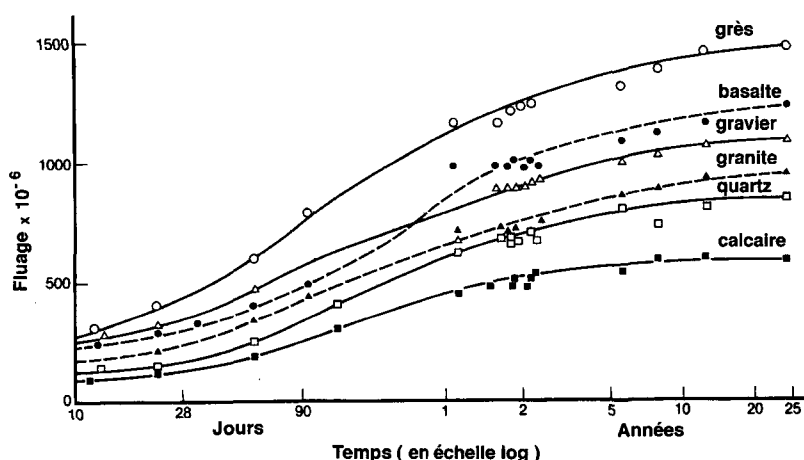


Figure 5-8 Déformation de fluage pour des granulats différents, d'après Troxell et al., (1958).

On peut supposer qu'il en est de même pour les grains de ciment anhydres qui jouent le rôle de granulats dans la matrice. L'influence des granulats sur le fluage est double, par la quantité qui modifie la part de la phase viscoélastique que constitue la pâte de ciment, et par la qualité (en termes de rigidité, dimension, porosité et adhérence) (figure 5-8).

5.4.2 Influence extrinsèque

Les conditions d'environnements qui influencent le plus le fluage sont la température et la variation d'humidité ; elles affectent les gels de ciment et l'eau se trouvant dans le béton. L'humidité du milieu ambiant est le facteur direct qui influence le fluage du béton avec séchage, l'intensité du fluage est très influencée par la teneur en eau dans l'éprouvette du béton.

5.4.2.1 Influence de l'humidité

La variation d'humidité influence directement la porosité du béton. La possibilité d'évaporation de l'eau et son acheminement vers la surface du béton provoque des variations dimensionnelles, qui affectent avec la même intensité le fluage avec séchage et le retrait. La contrainte extérieure compresse les pores du béton et expulse l'eau vers la surface. Le comportement du béton sous l'effet de la variation d'humidité est une situation que l'on retrouve sur les structures réelles. Hansen (1958) a observé le comportement du béton en fluage sous l'influence de l'humidité. Il a obtenu des déformations en fluage plus importantes pour une humidité relative constante que pour une humidité relative variable. Ce phénomène a été observé pour la première fois par Pickett (1942).

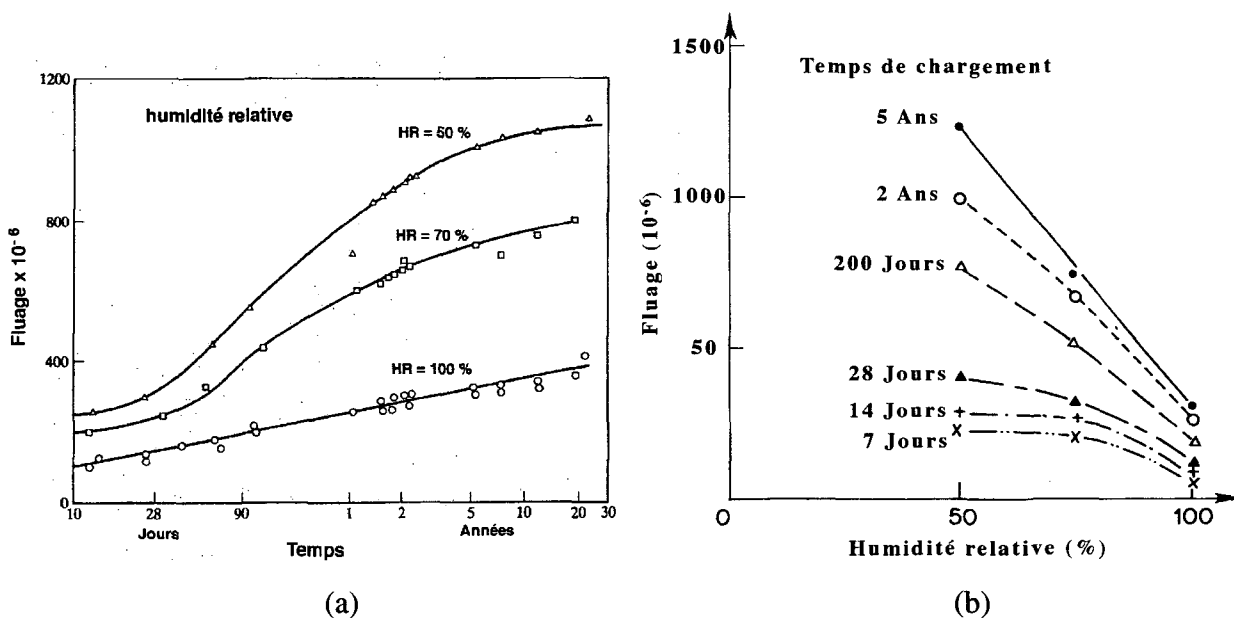


Figure 5-9 Influence de l'humidité relative sur le fluage.

(a) d'après Troxell et al, (1958). (b) d'après L'Hermite et Mamillan, (1968).

L'influence de l'humidité sur le fluage du béton soumis au séchage est très importante. Pour une éprouvette de béton avec une humidité de 50 % le fluage est deux à trois fois plus grand que sur une éprouvette avec une humidité relative de 100 %, mais l'effet décroît avec l'augmentation des dimensions des éprouvettes. Les résultats de Troxell et al., (1958), (figure 5-9a), montrent que, pour une période de chargement égale, la relation entre l'humidité et le fluage est généralement linéaire. Les essais de l'Hermite et Mamillan (1968) (figure 5-9b), sur des éprouvettes chargées durant 200 jours, donne aussi une relation linéaire entre le fluage et l'humidité relative.

5.4.2.2 Influence de la température

Dans la majorité des structures en béton, les variations de températures posent moins de problèmes que les variations d'humidités. Par contre, pour le cas des structures massives qui subissent des cycles de température réguliers, l'influence de la température sur le fluage est très importante.

L'influence de la température sur l'évolution du fluage de base dépend de la maturité (degré d'hydratation) au temps de l'application de la charge, et de l'augmentation de la résistance durant la période de chargement. Lorsque le béton est chauffé pendant une longue période avant le chargement, sa maturité sera grande et sa déformation en fluage sera faible. Par contre, si le béton est chauffé peu de temps, ou au cours du chargement, lorsque le béton possède une maturité faible, la déformation en fluage est plus importante.

Les essais effectués par Ruetz (1965), ont montré que l'influence de la température sur l'évolution du fluage de base est liée au changement dans le processus d'hydratation. Des éprouvettes de pâtes de ciment, chargées et chauffées au même temps, à une température supérieure à 40°C (figure 5-10), montrent que l'accélération de l'hydratation fait augmenter la résistance, qui fait alors diminuer le fluage pour des températures supérieures à 60°C. D'autre part, lorsque les éprouvettes sont complètement séchées et chauffées ensuite jusqu'à la température voulue, l'application de la charge provoquera une augmentation régulière du fluage en fonction de la température.

En ce qui concerne le fluage avec séchage, lorsque le béton a été séché à 105°C avant chargement, le fluage décrit une fonction monotone fortement croissante en fonction de la température, il suit la loi d'Arrhenius, Maréchal (1969). Des valeurs de l'énergie d'activation ont été proposées par Bazant (1995) : $\frac{E_a}{R} \approx 2700 \text{ K}$ pour l'hydratation et $\frac{E_v}{R} \approx 5000 \text{ K}$ pour le fluage.

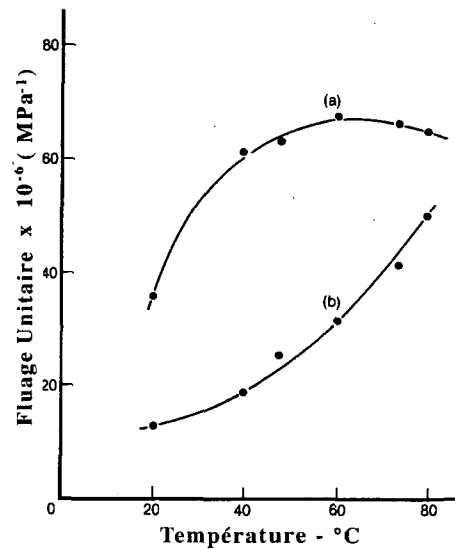


Figure 5-10 Influence de la température sur le fluage après six jours de chargement.

(a) Epreuve confinée, chauffée et chargée au même temps.

(b) Epreuve séchée préalablement avant le chargement, d'après Ruetz, (1965).

Par contre en l'absence de séchage préalable, l'influence sur le fluage isotherme est non monotone. Le fluage augmente d'abord avec la température, jusqu'à 60°C, ensuite il est fonction décroissante de la température jusqu'à 100°C. Au-delà de 100°C, on trouve la courbe croissante du béton séché.

Maréchal (1969) a effectué des essais sur des prismes en béton conservés un an en atmosphère saturée (20°C, 98 % HR), puis élevés lentement à la température d'essai, 15 jours avant la mise en charge sous 4,8 et 9,8 MPa. Au bout de 3 à 10 jours, le fluage varie linéairement en fonction du logarithme du temps. Au-delà de 100°C, et pour les prismes préalablement séchés (un mois à 105° C), en deçà, le fluage suit la loi d'Arrhenius. Pour les autres prismes saturés à la mise en charge, la vitesse de fluage augmente très vite jusqu'à 60°C et même au-delà, si l'en empêche le départ de l'eau, pour décroître par la suite (figure 5-11). Les premiers essais de fluage à température variable, ont été effectués par Theuer (1937), qui a trouvé que la déformation de fluage doublait pour une température variant entre 20 et 45°C.

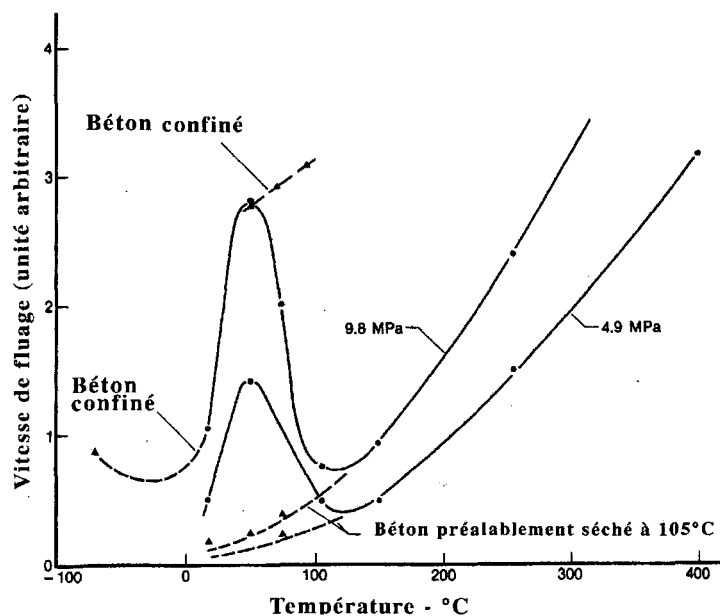


Figure 5-11 Influence de la température sur la vitesse de fluage, d'après Maréchal, (1969).

Hannant (1967), en faisant des essais sur des éprouvettes saturées, a trouvé une relation approximativement linéaire entre le fluage et la température (pour des températures situées entre 27 et 80°C), pour une durée de chargement de 733 jours (figure 5-12).

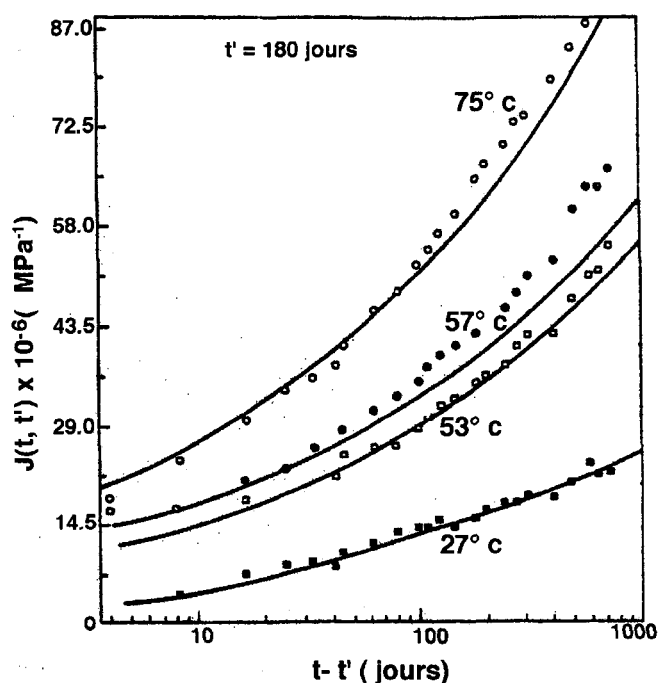


Figure 5-12 Influence de la température sur le fluage d'après Hannant, (1967).

5.5 Fluage avec séchage : Interaction entre le fluage et le retrait (effet Pickett)

Le fluage avec séchage sur des éprouvettes non étanchées est obtenu après déduction du retrait moyen à partir des déformations totales mesurées. Les valeurs du fluage avec séchage sont plus grandes que celles du fluage de base, donc sans séchage. Cette différence est due à l'interaction entre le retrait et le fluage, qu'on appelle communément l'effet Pickett (1942). Ce phénomène a été observé par plusieurs auteurs Le Camus (1947), Troxell (1958), Ali and Kesler (1963), L'Hermite and Mamillan (1965), (1968) et Neville and Dilger (1970). Cela est dû au fait que les deux phénomènes sont influencés par les mêmes facteurs durant le séchage de l'éprouvette (figure 5-13). L'effet Pickett est souvent appelé fluage avec séchage, charge induisant le retrait, ou effet mécanosorptif (pour le bois). Selon Pickett (1942), les contraintes induites par le retrait provoquent la non-linéarité du fluage, avec des déformations beaucoup plus grandes que celles du fluage de base.

Bazant et Chern (1985), en confirmant les hypothèses de Pickett, proposent quatre autres mécanismes pouvant être à l'origine de ce phénomène : retrait causé par la contrainte, adoucissement en traction dû à une fissuration progressive, l'irréversibilité de la contraction au déchargement après la diminution de la contrainte en traction, et l'augmentation de la rigidité du matériau avec l'âge.

Lorsqu'une structure en béton est soumise au séchage, elle est le siège de gradients d'humidité et de température, qui vont entraîner ce que l'on peut appeler des autocontraintes de structure. Ces autocontraintes peuvent expliquer d'une part les fissurations de surface des éléments de béton en l'absence de chargement et, d'autre part, justifier une partie de la déformation de fluage avec séchage (figure 5-14).

La figure 5-14a, montre la répartition de la perte de masse, dans une éprouvette cylindrique, due au départ de l'eau par dessiccation externe. Ce gradient hydrique provoque donc des retraits différentiels. Si l'éprouvette était constituée de fibres de béton verticales indépendantes, celles de la périphérie se raccourciraient plus que celles du centre et on aurait le comportement décrit par la figure 5-14b. Les fibres n'étant pas indépendantes, il y a des déformations empêchées et apparition d'autocontraintes de compression au centre de l'éprouvette qui est donc soumise à un fluage local et d'autocontraintes de traction sur sa périphérie (figure 5-14c).

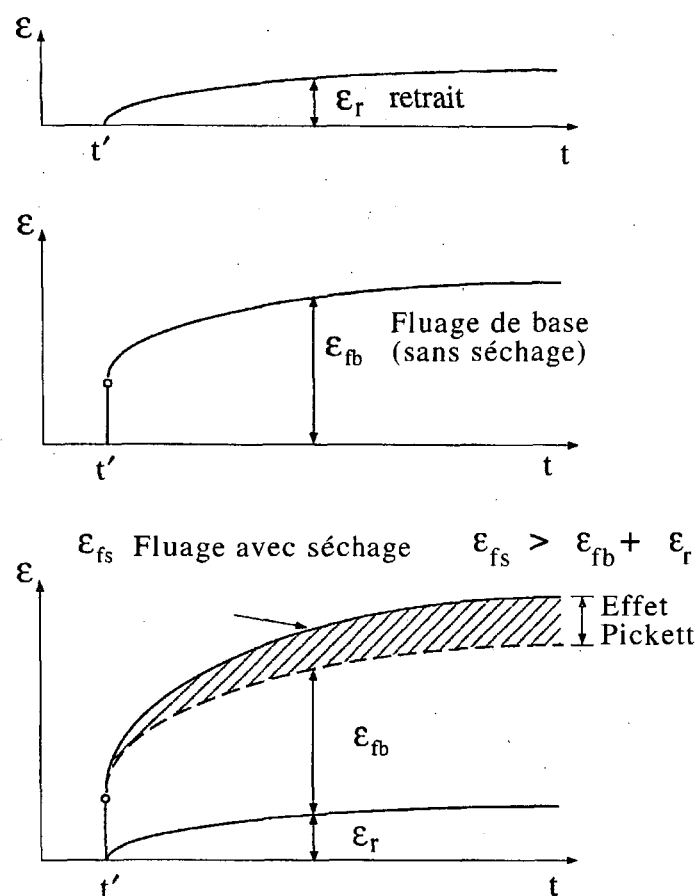


Figure 5-13 Illustration schématique de l'interaction fluage-retrait (effet Pickett).

En l'absence de chargement externe (retrait pur), ces contraintes de traction peuvent dépasser la résistance en traction du béton. Il y a donc fissuration périphérique (figure 5-14d). Ceci a pour conséquence de libérer une part des autocontraintes.

Inversement, si l'on applique une compression maintenue dans le temps (figure 5-14e), celle-ci a pour effet de diminuer l'effet de traction et d'empêcher la fissuration (figure 5-14f). Or, cette fissuration qui, lors du retrait, permettait la libération d'une partie des autocontraintes, entraînait une diminution du retrait potentiel de l'éprouvette. Dans le cas du fluage, cette diminution n'existe plus.

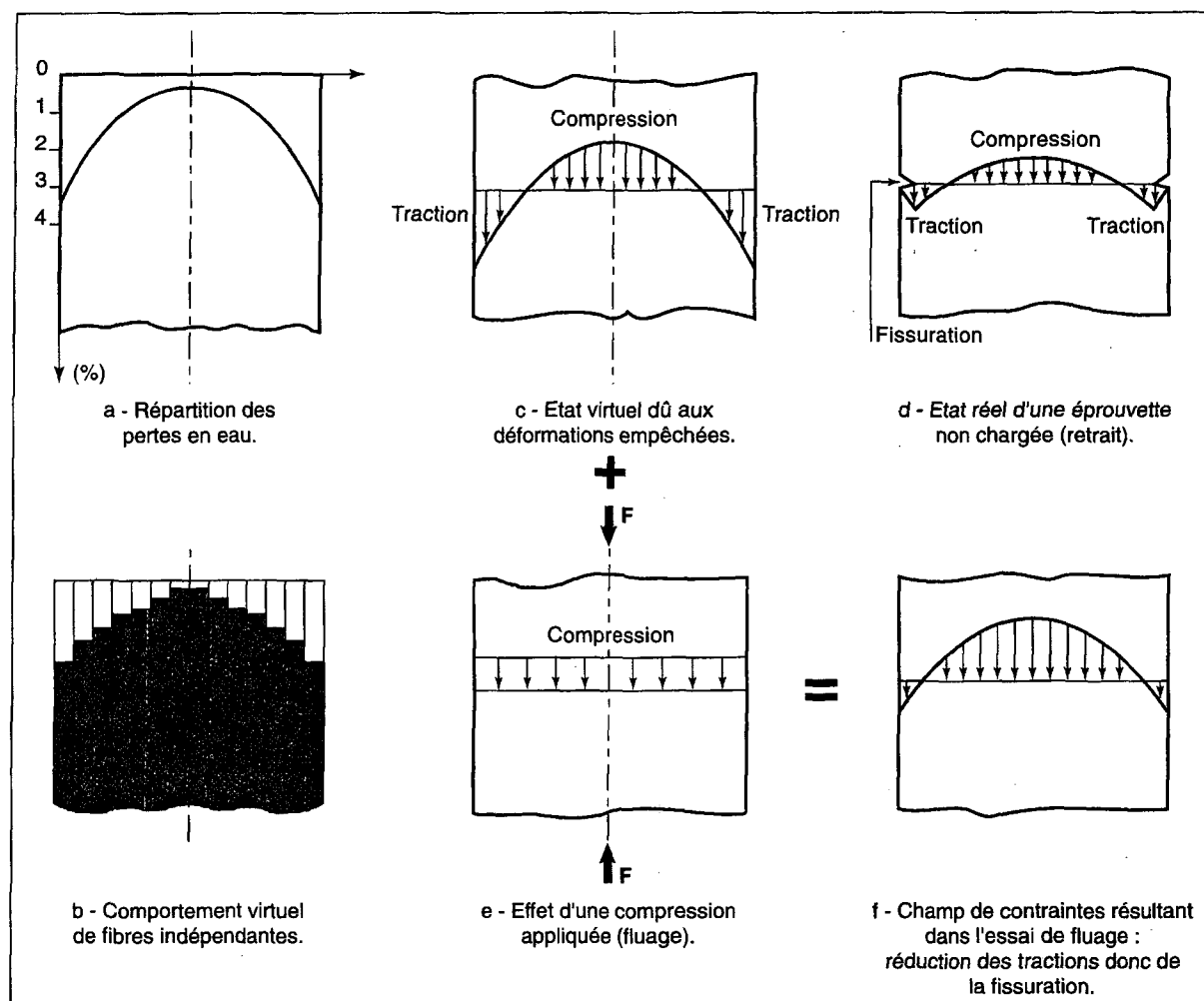


Figure 5.14 Illustration des autocontraintes de structure, d'après Pons, (1998).

Chapitre 6

Déformation de fluage sous différents types de sollicitations

Une grande part des essais de fluage concerne le fluage en compression unidimensionnel, cela est dû au fait que les structures en béton sont sollicitées par des charges critiques en compression, et rarement en traction directe, mais aussi parce qu'il est plus facile d'effectuer des essais de fluage en compression que sous d'autres types de sollicitations. Les essais de fluage en traction, torsion ou sous charges cycliques, sont rares, mais on citera les quelques exemples trouvés dans la littérature.

6.1 Fluage en traction

La connaissance des déformations de fluage en traction est très importante pour estimer la fissuration provoquée par le retrait ou par les contraintes thermiques, dans les poutres en béton précontraint. Le comportement en traction est aussi très important pour évaluer les différentes hypothèses des mécanismes de fluage. Glanville et Thomas (1939), ont trouvé des déformations en fluage identiques en compression et en traction pour des charges égales (figure 6-1).

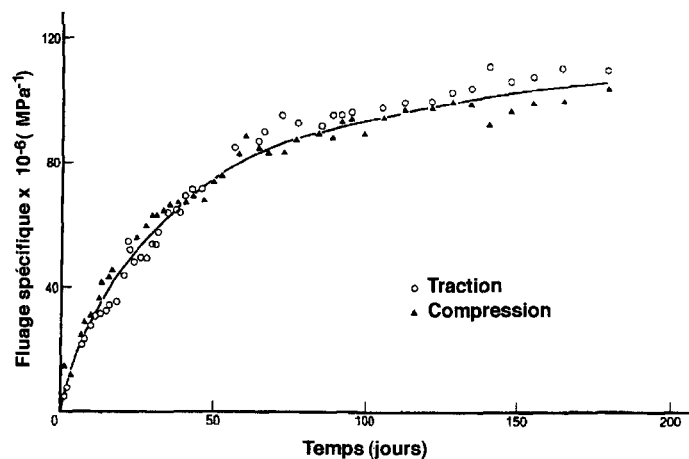


Figure 6-1 Fluage spécifique en traction et en compression, d'après Glanville et Thomas,(1939).

Ces résultats sont en partie confirmés par l'US Bureau of Reclamations sur le fluage de base du béton de barrage (figure 6-2) pour des taux de charges égales à 30% de la charge de rupture en traction.

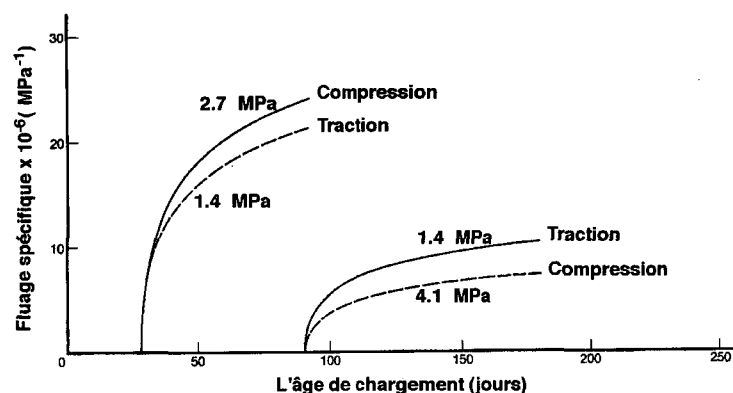


Figure 6-2 Fluage en compression et en traction d'un béton de barrage.

Davis et al (1937), ont trouvé que pour la même intensité de charge, la cinétique du fluage en traction est beaucoup plus élevée que celle du fluage en compression durant les premières heures de chargement. Après quelques mois, la cinétique du fluage en traction diminue considérablement, ce qui leur a permis de déduire qu'à long terme, le fluage en compression est beaucoup plus important que le fluage en traction. Illston (1965), en chargeant des éprouvettes à 7 jours, a trouvé une cinétique de fluage en traction beaucoup plus élevée qu'en compression, et ne diminue pas à long terme, il montre que les déformations de fluage en traction restent proportionnelles à la charge, jusqu'à 50% de la charge de rupture en traction. Pour un taux de chargement plus élevé, il y a apparition de fissures.

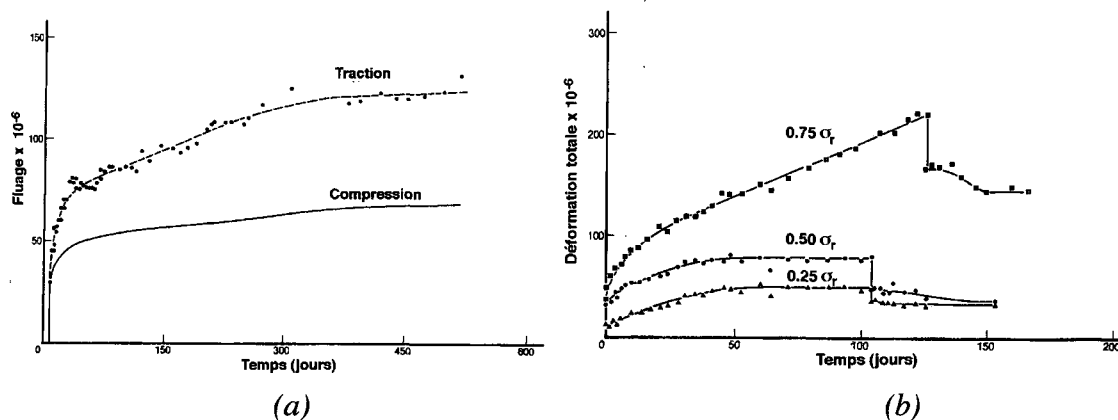


Figure 6-3 (a) Fluage en compression et en traction sous une charge de 0.9 MPa d'un béton âgé de 7 jours. (b) Fluage en traction et recouvrance d'un béton sous différents taux de chargement d'après, Illston J.M. (1965).

Les travaux de Al Kubaisy et Young (1975), ont montré l'existence d'une enveloppe de limite de la fissuration pour des taux de chargement situés entre 0.75 et 0.85 de la charge de rupture pour un béton de 28 jours, à partir de laquelle il y a apparition d'un fluage tertiaire. Une meilleure connaissance du fluage en traction sous des charges élevées, nous permettra d'estimer la résistance du béton à la fissuration

6.2 Fluage en torsion

Les résultats d'essais de fluage en torsion sont très rares, et les premiers essais ont été effectués par Anderson (1935), qui a trouvé des valeurs très proches de celles obtenues en compression. Ces résultats ont été confirmés par la suite par Duke and Davis (1944) et Lambotte (1962), après avoir trouvé des valeurs très proches du rapport de fluage sur la déformation élastique entre le fluage en torsion et en compression.

Ruetz (1968), a trouvé que l'humidité affecte de la même manière le fluage en torsion qu'en compression. Après avoir effectué des essais sur de la pâte de ciment confinée et comparé les valeurs de fluage spécifique en torsion et en compression, il a trouvé des concordances de la viscosité moyenne pour les deux types d'essais, et a conclu que dans certains cas le fluage peut être lié à un phénomène de cisaillement pure, sans être influencé par la présence des pores.

6.3 Coefficient de Poisson en fluage

Dans le cas d'un chargement uniaxial, le fluage se produit non seulement dans le sens longitudinal, mais aussi dans le sens transversal. Polivka et al (1963) ont observé à partir des essais de fluage uniaxiaux sur du béton de barrage que le coefficient de Poisson diminue durant les trois premiers jours pour se stabiliser à une valeur de $\nu = 0.17$. Meyer (1969), L'Hermite (1978) et Gaucher (1981) ont constaté aussi une stabilisation des déformations transversales lors d'essais de fluage uniaxiaux, ce qui traduit une diminution au cours du temps du coefficient de Poisson. Par contre Gopalakrishnan et al. (1969) ont observé à partir d'essais triaxiaux que le coefficient de Poisson restait constant. York et al (1970) après avoir effectué des essais de fluage biaxiaux à 20 et 50°C, ont aussi observé une stabilisation du coefficient de poisson à $\nu = 0.15$.

Chapitre 7

Conclusion de la première partie

L'étude bibliographique effectuée sur les déformations différées du béton montre bien que ces déformations sont diverses et très importantes. On peut distinguer les déformations qui se produisent en l'absence de charge, et le fluage qui se produit sous l'application d'une charge constante. Le béton subit des variations dimensionnelles depuis son jeune âge, qui sont dues soit aux réactions d'hydratation, soit à la variation de la température et de l'humidité. Celles-ci peuvent être à l'origine de la création de microfissures dans le béton et cela même en l'absence de chargement. Les déformations de fluage peuvent atteindre 1.5 à 6 fois la déformation instantanée selon le type de béton et les conditions environnementales. En moyenne elles sont de l'ordre de 3 fois la déformation instantanée.

Les travaux de recherches effectués sur le fluage et le retrait du béton durant plus d'un demi-siècle ont beaucoup contribué à améliorer les connaissances dans ce domaine et ont permis l'établissement de modèles plus au moins représentatifs. Cependant, si un certain consensus se dégage sur les mécanismes à l'origine du retrait, ce n'est pas le cas en ce qui concerne les mécanismes qui régissent le fluage. Néanmoins, on peut dire qu'hormis le comportement mécanique en lui même, le phénomène principal régissant le fluage et le retrait est lié à la diffusion de l'eau libre à travers le système de pore et l'échange de l'eau avec l'environnement.

Il est montré clairement à travers cette synthèse bibliographique que le fluage subit l'influence de plusieurs paramètres, tels que la composition du béton, la teneur en eau dans le mélange, l'âge de mise en charge, la température, la variation d'humidité et le niveau de contrainte appliqué. Par contre, il y a peu d'informations concernant l'interaction entre les différents paramètres qui sont à l'origine du fluage. On n'arrive pas encore à expliquer le rôle propre à chaque paramètre, situé à l'échelle du nanomètre.

Malheureusement, les effets à long terme ne sont pas des phénomènes simples à comprendre, et encore moins faciles à modéliser. C'est la raison pour laquelle les modèles réglementaires sont essentiellement phénoménologiques. Ils sont simplifiés et adaptés à la résolution de problèmes spécifiques.

Plusieurs théories sur les mécanismes à l'origine du fluage sont proposées dans la littérature, mais elles sont souvent peu claires et controversées, aucune des théories proposées ne peut expliquer à elle seule tous les phénomènes observés sur les essais de fluage et de recouvrance. Nous pouvons citer notamment : les déformations des cristaux de silicate de calcium hydraté (C-S-H) sous les actions des forces capillaires, le glissement des feuillets de C-S-H, la variation des volumes d'eau entre les différents feuillets d'hydrates et leur migration, la dislocation et la recristallisation des hydrates suivant la température, etc.... Sur ces mécanismes une distinction est faite entre le court terme et le long terme. A court terme c'est la microdiffusion de l'eau à partir des zones d'adsorption empêchée, vers les couches librement adsorbées, et plus généralement vers l'eau capillaire qui serait déterminante pour la cinétique du fluage. A long terme, c'est le réarrangement localisé, irréversible des particules solides au sein de la microstructure de la pâte de ciment, on parle de microcisaillement au niveau des particules d'hydrates.

Cette étude bibliographique sur les mécanismes du fluage montre bien que les phénomènes physico-chimiques régissant le fluage se produisent au niveau des hydrates de C-S-H et au niveau des pores capillaires. Les mécanismes à court terme sont liés aux mouvements d'eau dans l'espace poreux capillaire et les mécanismes à long terme aux mouvements de particules solides à un niveau encore plus petit qui est celui des pores des hydrates.

Les rares résultats expérimentaux sur le fluage des bétons de barrage trouvés dans la littérature concernent des bétons jeunes ou âgés d'une dizaine d'années au maximum, dont la durée de chargement est en général inférieure à 1000 jours. L'exploitation de ces résultats ne montre pas de différence particulière entre les bétons ordinaires et les bétons de barrage vis-à-vis de la déformation de fluage.

Les objectifs principaux fixés pour cette étude sont : la détermination des caractéristiques du fluage des bétons de barrage âgés de plus de 30 ans ; par l'intermédiaire des essais de fluage à température ambiante. L'élaboration d'un dispositif expérimental de chauffage pour effectuer des essais de fluage à 40 et 55°C, afin d'étudier l'influence de la température sur le fluage de base et déterminer l'énergie d'activation propre aux bétons étudiés. Cette énergie d'activation sera utilisée dans les modèles basés sur la loi d'Arrhenius. L'estimation de la fonction fluage effective, à partir des fonctions fluages apparentes obtenues expérimentalement, par l'utilisation d'un programme d'éléments finis, considérant le comportement viscoélastique du béton sur la base d'un modèle de Maxwell généralisé 3D.

PARTIE II

ETUDE EXPERIMENTALE

Chapitre 8

Description des matériaux étudiés

Ce chapitre est consacré à la présentation des caractéristiques des bétons étudiés et à la préparation des éprouvettes, ainsi que leur conservation. La particularité de cette étude réside dans le fait que le béton étudié est âgé d'environ 30 ans.

8.1 Les caractéristiques principales des barrages étudiés

Les éprouvettes de béton utilisées pour cette étude ont été prélevées in situ par carottage sur deux barrages différents. Le barrage de Luzzzone situé dans le canton du Tessin et le barrage de Mauvoisin situé dans le canton du Valais. Quelques caractéristiques des deux barrages sont données dans le tableau 8-1 :

Tableau 8-1 Caractéristiques des barrages étudiés.

Caractéristiques	Barrage de Mauvoisin	Barrage de Luzzzone
Période de construction	1951-1957	1960 -1962
Type d'ouvrage	Barrage voûte	Barrage voûte
Altitude de montagne	1975 m.s.m	1606 m.s.m
Hauteur maximum	237 m	225 m
Longueur de couronnement	520 m	510 m
Largeur du couronnement	14 m	4.55 m
Largeur à la base	53.5 m	36 m
Volume d'excavation	1.41 Mio m3	1.4 Mio m3
Volume de béton	2.03 Mio m3	1.33 Mio m3
Volume total de retenu	211.5 Mio m3	108 Mio m3

8.2 Caractéristiques des bétons étudiés

8.2.1 Barrage de Luzzone

La granulométrie du béton étudié correspond à celle du parement aval du barrage de Luzzone. D'après le rapport de chantier (STUCKY Ing. SA 2581) et le document 30 E II-035 (Stucky), le béton de la zone de forage a les caractéristiques suivantes :

Ciment : CP 250-280 kg/m³
 Densité : 2.49 t/m³
 Adjuvant (entraîneur d'air) : Fro-Be 0.4 g/kg
 Sable 0/3.5 – 5 mm : 17%
 E/C : 0.49
 Résistance à la compression sur cylindre à 90 jours : 22.6 MPa
 Module d'élasticité (essai de gel) à 130 jours : 28.2 GPa
 Module d'élasticité dynamique à 200 jours : 29.8 GPa

Le béton des parements est dosé au minimum à 250 kg/m³, avec entraîneur d'air de manière à résister au gel. Toutefois dans quelques régions du parement aval, le dosage a été porté à 280 Kg/m³ à cause des contraintes plus fortes. Le béton de masse est dosé entre 160 et 250 kg/m³.

Dans le tableau 8-2 sont indiquées les variations de la composition granulométrique du béton sur l'ensemble de l'ouvrage. Le diamètre nominal maximum des granulats est égal à 150 mm. Les travaux de bétonnage du barrage, commencés au printemps 1960, ont été achevés en automne 1962. Le bétonnage au voisinage de la zone de prélèvement jusqu'à la cote 1460 a été effectué en été 1961.

Tableau 8-2: La composition granulométrique du béton

Composition (mm)	Minimum (%)	Moyenne (%)	Maximum(%)
0-1	7	10.5	13
1-3.5	8	9	11
3.5-10	10	12	16
10-35	16	18	21
35-80	22	24	25
80-150	22	26.5	28
100	100	100	100

8.2.2 Barrage de Mauvoisin

Les agrégats furent extraits des sédiments et éboulis tapissant le fond de la retenue, leur granulométrie naturelle, trop pauvre en fin, fut améliorée par concassage. Les diamètres de coupure des 5 composantes étaient les suivants : 4, 10, 30, 60 et 120 mm. Deux catégories de béton furent mises en place : le béton de parement avec un dosage en ciment Portland de 250 kg/m³ et le béton de masse, dont le dosage était en principe de 175 kg/m³, mais pouvait s'élever en des endroits à 190 kg/m³. L'épaisseur du béton de parement était normalement de 4.5 m à l'amont et 3.5 m à l'aval, mais elle était augmentée aux endroits de fortes contraintes, en particulier au ventre amont et dans les régions du pied aval. Le bétonnage s'effectuait simultanément pour les deux catégories de béton par levées de 3m en 6 couches de 50 cm d'épaisseur avec pose, à la base de chaque nouvelle levée, d'un réseau de serpentins de Ø 22 mm destiné à la réfrigération artificielle du béton par circulation d'eau. L'adjonction d'un entraîneur d'air était généralisée à l'ensemble du barrage. Les principales caractéristiques moyennes du béton sont données dans le tableau 8-3:

Tableau 8-3 Caractéristiques du béton de Mauvoisin.

Dosage Kg/m ³	E/C	Résistance à la compression sur cubes à 90 jours (MPa)	Dispersion Quadratiques Des résultats (%)
175	0.66	32.6	11.6
190	0.61	34.8	12.5
250	0.47	42.2	7.5

D'après le rapport n° :40059.Y/U/EFS de décembre 1986 établi par la société Electrowatt ingénieurs-conseils SA de Zurich. Une campagne de reconnaissance destinée à estimer la résistance actuelle du béton de barrage de Mauvoisin a été réalisée en automne 1986 dans le cadre de la mise au point du projet de surélévation du barrage. Cette campagne a consisté à prélever 12 carottes de béton d'une longueur d'environ 2 m et d'un diamètre d'environ 30 cm dans le couronnement du barrage et de procéder à des essais de résistance à la compression et à la traction ainsi que le module d'élasticité. Les résultats des valeurs moyennes sont donnés dans le tableau 8-4:

Tableau 8-4 Caractéristiques du béton de Mauvoisin (compagne d'essai de 1986).

Résistance (MPa)	Moy	Ecart-type	Min	Max
Compression	54.1	7.4	40.6	66.5
Traction	1.89	0.49	1.27	2.6
Module	28410	3.52	21540	35000

8.3 Préparation des éprouvettes et conditions de conservation

Dès la réception des éprouvettes au Laboratoire de Matériaux de Construction, elles ont été sciées et rectifiées mécaniquement. Au total 20 éprouvettes de 20 cm de diamètre et 40 cm de hauteur ont pu être prélevées dans les carottages effectués sur le barrage de Luzzzone et 25 éprouvettes de 17 cm de diamètre et 40 cm de hauteur sur les carottages effectués sur le barrage de Mauvoisin.

**Figure 8-1** Préparation de l'étanchéité des éprouvettes.

Les éprouvettes ont été conservées dans la chambre humide jusqu'à la date de début des essais. Les éprouvettes étanchées ont été couvertes par une feuille d'aluminium adhésive collée directement sur l'éprouvette, au-dessus de laquelle nous avons rajouté un film en polymère

(PVDC). Afin d'éviter d'endommager l'étanchéité pendant la mise en place, les éprouvettes ont été ensuite protégées par une bande adhésive, voir figure 8-1.

Les essais de fluage et de retrait ont été effectués dans une chambre climatique à température et humidité constante ($T = 20^{\circ}\text{C}$, $\text{HR} = 60\%$), la figure 8-2 présente les variations de température et d'humidité relative dans le local. Les valeurs de la température fluctuent de $\pm 2^{\circ}\text{C}$, et celle de l'humidité relative de $\pm 5\%$.

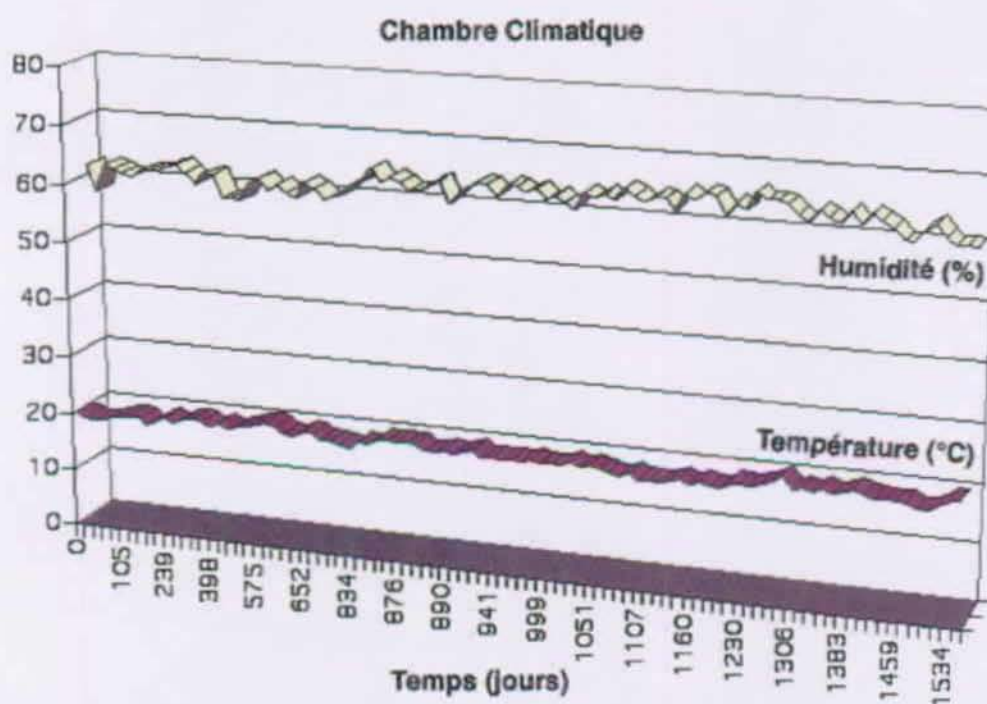


Figure 8-2 Variation de la température et de l'humidité relative dans le local d'essais.

Chapitre 9

Description de l'appareillage d'essai

Dans ce chapitre, une description complète du dispositif expérimental et des solutions proposées pour résoudre certains problèmes techniques rencontrés lors des essais sont présentés et discutés. Nous décrivons les différents types d'essais utilisés pour mesurer les déformations de fluage en compression. Le fluage en compression sur des éprouvettes de différentes dimensions (effet d'échelle), le fluage en compression pour diverses températures, et les mesures des déformations libres (le retrait).

9.1 Bâti de fluage

Les machines d'essais utilisées sont des bâtis de fluage en compression (Walter+ Bai AG) 350 KN pour matériaux de construction type 350 HKB 105. La force est mesurée par un système hydraulique avec manomètre de Bourdon, l'échelle de mesure de la force est donnée par un manomètre de 35 à 350 KN avec une erreur de mesure sur la force inférieure à plus au moins 1%. La course du piston est de 20 mm avec une déformation maximale de l'éprouvette de 18 mm. La force est maintenue constante par un système hydropneumatique, la charge est appliquée à l'aide d'une pompe manuelle ou moto-pompe. Une déformation de 1 mm sur l'éprouvette correspond à une variation de la force d'environ 0.5%.

Compte tenu de la taille maximale des granulats $D_{max}=150$ mm pour le béton du barrage de Luzzzone et 120 mm pour celui de Mauvoisin, la base de mesure centrée à mi-hauteur de l'éprouvette a été choisie égale à 250 mm, ce qui correspond à 1.7 et 2 fois la taille maximale des granulats. Sur la figure 8-1 est donnée la disposition des plots qui servent de base de mesure des déplacements, et les dimensions correspondantes. La fixation des plots est réalisée par vissage dans le béton. La mesure des déplacements est effectuée à l'aide d'un comparateur mécanique digital, gradué en micromètres. Ce comparateur muni de deux pointeaux, permet d'effectuer les mesures par application successives sur les plots vissés dans le béton et qui portent des trous coniques recevant les pointeaux.

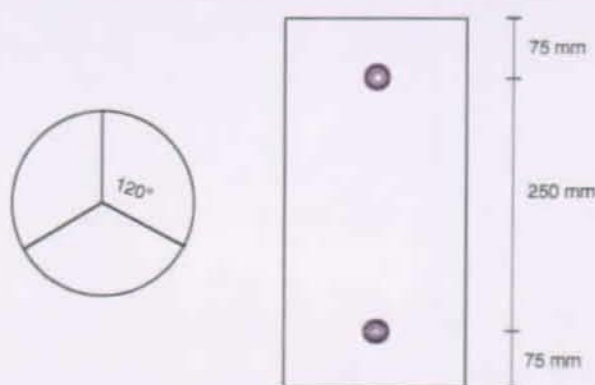


Figure 9-1 Disposition des plots sur l'éprouvette cylindrique.

Les mesures des déformations sont effectuées sur trois génératrices à 120° , et c'est la moyenne de ces trois valeurs mesurées qui est prise en compte. Un support mécanique en invar permet de corriger les effets des fluctuations de température et les déviations éventuelles. La figure 9-2 montre l'installation et la disposition d'une partie des éprouvettes sur les bâtis avant la mise en charge.

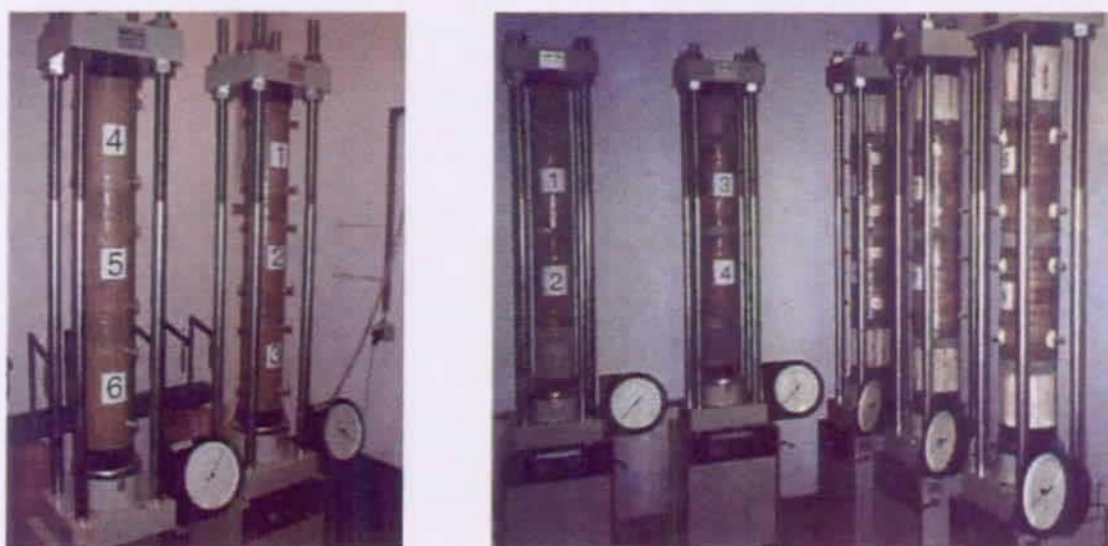


Figure 9-2 Installation des éprouvettes sur les bâtis de fluage avant la mise en charge.

9.2 Détermination de la déformation de fluage

Les déformations totales brutes mesurées sur une éprouvette représentent la somme des déformations élastique, de fluage et de retrait (pour le cas des éprouvettes non étanchées). Pour le fluage de base (éprouvettes étanchées), la déformation de fluage est obtenue directement en divisant la déformation totale sur la valeur de la charge appliquée. Dans le cas du fluage avec

séchage (éprouvettes non étanchées), après avoir soustrait à la déformation brute la déformation libre (le retrait) la déformation de fluage est calculée de la même manière que pour le fluage de base. Pour contrôler l'efficacité de l'étanchéité utilisée, nous avons mesuré le retrait sur une éprouvette témoin étanche, le retrait mesuré est négligeable et n'a pas été pris en compte dans les calculs. Sur les graphiques, nous représentons en général la fonction fluage qui représente la complaisance (déformation instantanée plus la déformation de fluage), et le fluage spécifique dans le cas où nous soustrayons la déformation instantanée.

9.3 Dispositif de mesure de retrait

Le système de mesure des déformations longitudinales libres (retrait de dessiccation), est constitué d'un support en acier inoxydable sur lequel vient se fixer en hauteur deux tiges métalliques. Ces tiges sont reliées entre elles par une petite tige horizontale, avec un orifice au centre, à travers lequel est introduit un comparateur mécanique gradué en micromètres. La petite tige peut coulisser entre les deux autres tiges pour adapter le système aux différentes hauteurs d'éprouvettes. L'éprouvette est déposée directement sur trois plots fixés sur le support rigide, ce qui lui donne une meilleure stabilité. Un plot est collé à l'extrémité supérieure de l'éprouvette sur lequel vient se poser le comparateur. Ces plots constituent les points de référence pour la base de mesure qui est prise égale à la hauteur de l'éprouvette, ce système est présenté dans la figure 9-3.



Figure 9-3 Dispositif de mesure des déformations libres sur des éprouvettes cylindriques de différentes dimensions.

9.4 Description du système de chauffage

Pour réaliser les essais de fluage à différentes températures, nous avons dû concevoir et mettre au point un système de chauffage adapté à nos besoins. En premier lieu le choix devait être fait entre deux variantes, la première consiste à introduire les bâtis de fluage dans une chambre climatique où la température et l'humidité sont contrôlées, la deuxième consiste à chauffer uniquement les éprouvettes de béton en les entourant de nattes chauffantes.

La première variante nécessite une chambre climatique pour chaque température d'essai, et elle présente des difficultés d'accès à l'intérieur de la chambre pour prendre des mesures sous des températures élevées. Les bâtis de fluage pourvus du piston hydraulique à l'huile, ne résisteront pas à des températures très élevées, cette variante a été écartée, et le choix s'est porté sur le système avec des nattes chauffantes (figure 9-4).

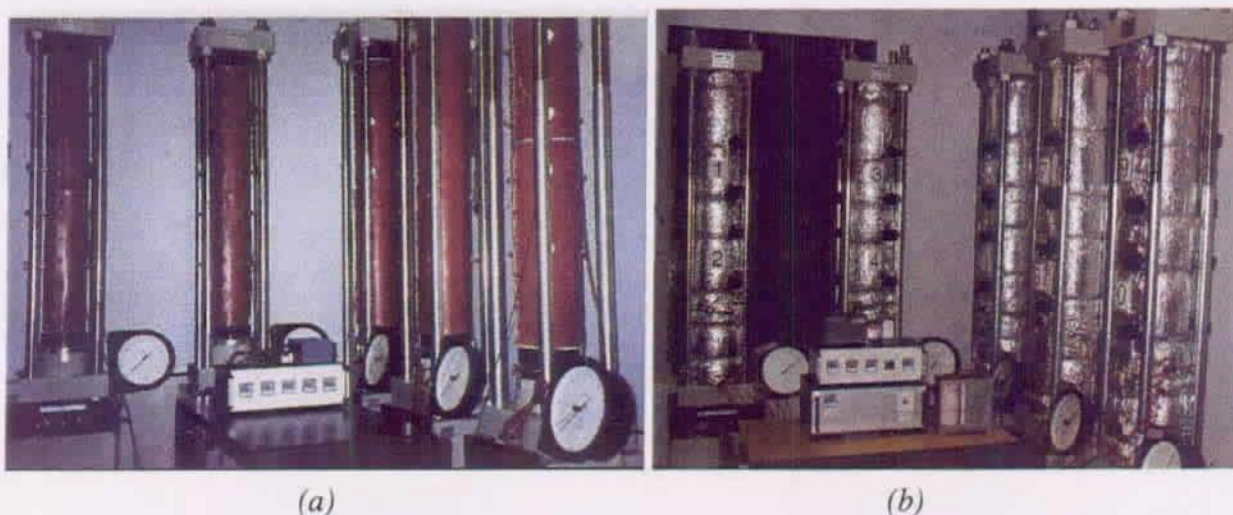


Figure 9-4 Bâtis de fluage avec le système de chauffage. (a) Mise en place des nattes chauffantes en silicone. (b) L'isolation des éprouvettes par des coquilles en fibres de verre avec revêtement en aluminium renforcé.

Avant de réaliser ce système de chauffage, une simulation numérique a été effectuée grâce à deux logiciels d'éléments finis, IDEAS et ABAQUS, afin d'optimiser l'essai expérimental de fluage à température variable, et cela par un maillage et un calcul en 3D sur une éprouvette cylindrique de même dimension que les éprouvettes utilisées pour les essais expérimentaux. Ceci a permis d'optimiser le système de chauffage avec une isolation efficace pour éviter les pertes thermiques et de déterminer la puissance nécessaire pour chauffer les éprouvettes en béton à la

température désirée, sans avoir de gradients thermiques très importants pouvant endommager le matériau.

Cette simulation a été effectuée en premier lieu sur une seule éprouvette, ensuite sur deux éprouvettes pour se rapprocher le plus possible de l'essai expérimental (bâti de fluage comportant deux éprouvettes superposées). Ces éprouvettes sont chauffées par un flux d'une puissance de 300 W/m^2 , ce qui permet d'atteindre une température de 40°C en une heure et demie. Lors de cette simulation l'effet de convection sur les surfaces libres et de l'isolation par la fibre de verre de 5 cm d'épaisseur a été pris en compte.

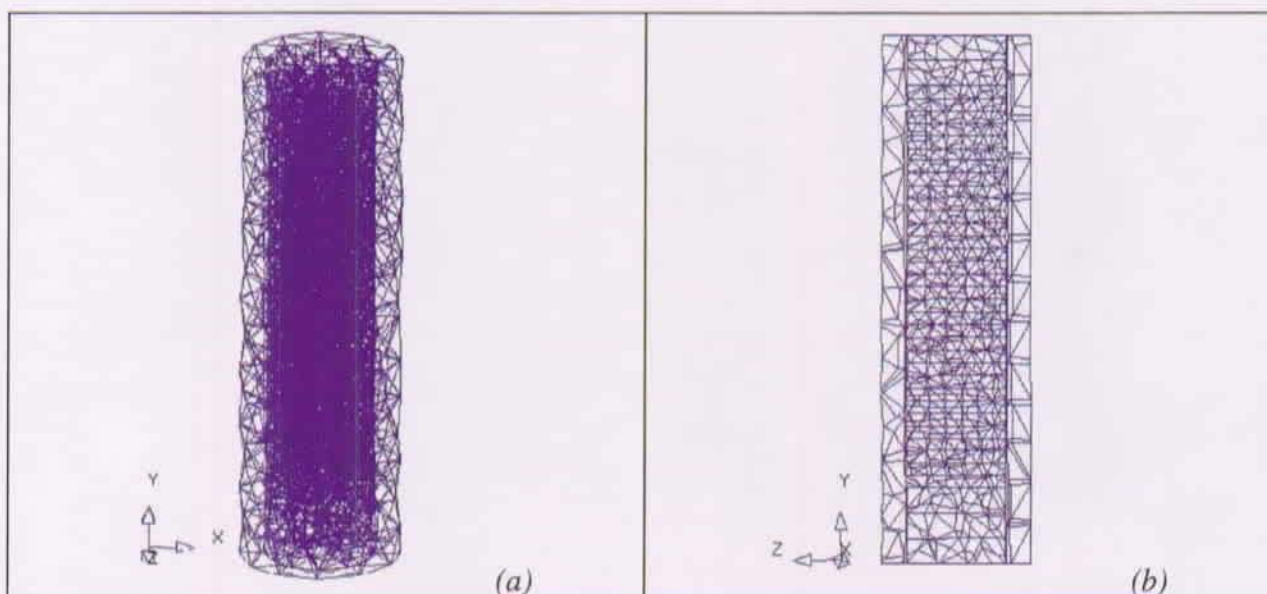


Figure 9-5 Maillage de deux éprouvettes. (a) Maillage 3D de deux cylindres ($h=40 \text{ cm}$, $S=20 \text{ cm}$), superposés. (b) Représentation d'une coupe suivant l'axe x .

Sur la figure 9-6, nous pouvons observer la variation du gradient thermique pour quelques pas de calcul, les éprouvettes sont chauffées par un flux appliqué au niveau de la surface latérale. La chaleur se diffuse des bords extérieurs vers le cœur des éprouvettes, avec des pertes thermiques sur les bords supérieurs et inférieurs. C'est après une heure et demi de chauffage, au pas n°7 que nous observons le cas le plus critique avec des gradients thermiques importants. C'est au même moment représenté ici par le pas n°8, que ces gradients thermiques induisent le champ de contraintes maximales (figure 9-7). Cette simulation nous a guidés pour le choix du dispositif expérimental. Le système de chauffage utilisé est constitué d'une natte chauffante, d'un régulateur PID et des sondes de températures PT100. La natte est formée d'une résistance chauffante, qui est prise en sandwich entre deux couches de 2.5 mm de silicone. L'isolation en silicone est constituée d'une surface lisse, souple et étanche avec une diffusion uniforme de

chaleur. Ce système offre tous les avantages d'un chauffage flexible de surface. Les extrémités des éprouvettes sont appuyées sur des plateaux de compression rigides en acier, à travers lesquels il y avait des pertes thermiques considérables. Pour palier à ce problème des briques carottées au diamètre des éprouvettes ont été placées au niveau des extrémités entre les plaques d'aciers et les éprouvettes de béton. Ce qui a permis de diminuer ces pertes considérablement. En plus de cela, nous appliquons sur les deux bords une puissance de chauffe de 10% supérieure au reste de l'éprouvette.

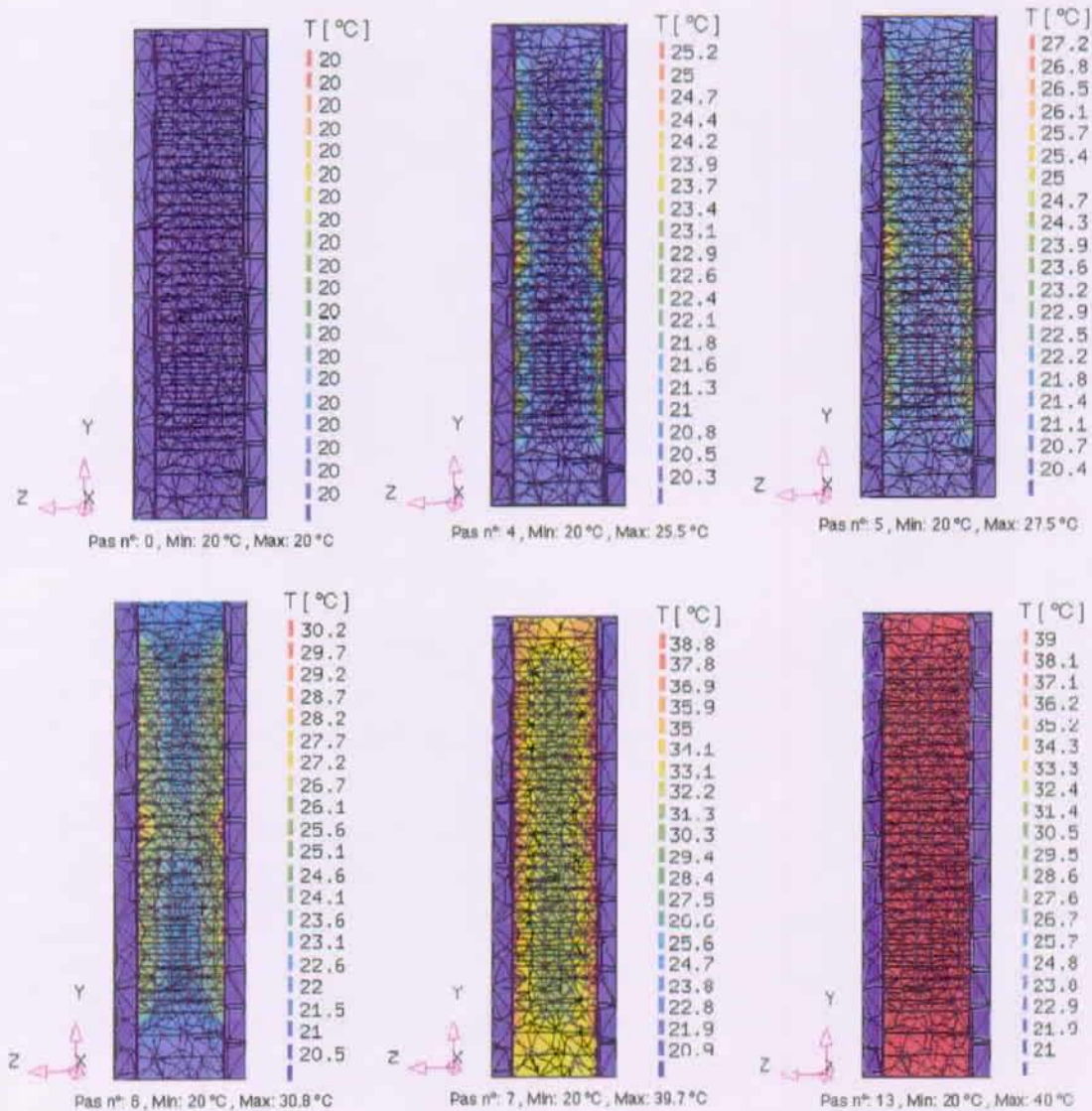


Figure 9-6 La variation du gradient thermique.

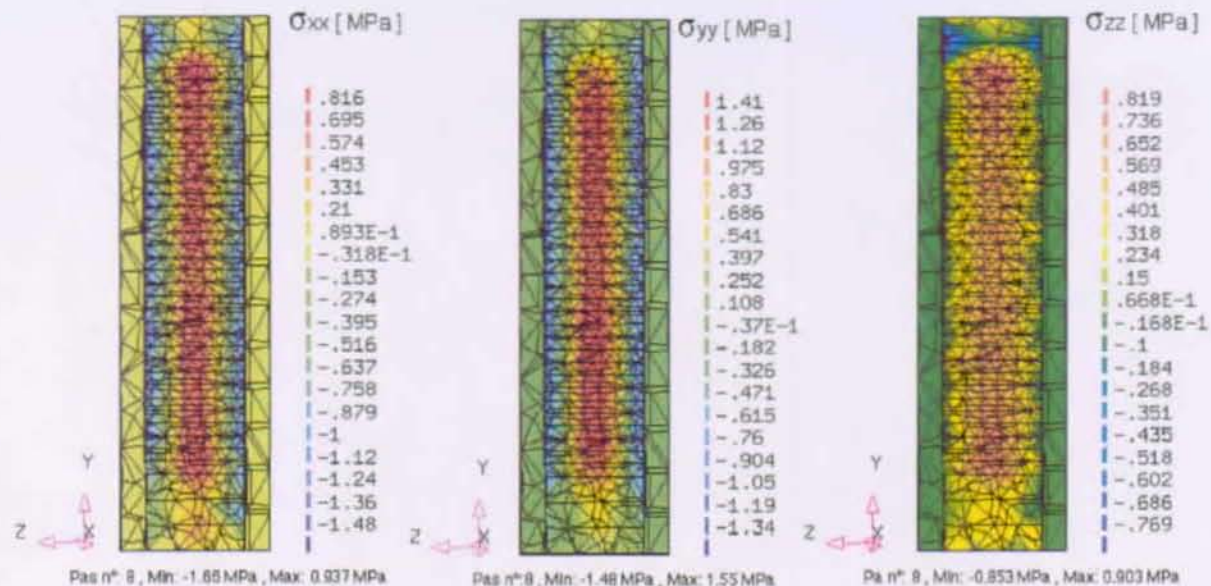


Figure 9-7 Champ de contraintes maximales.

Le système de chauffage est contrôlé par un régulateur de type PID (Proportionnel-Intégral-Dérivé). Un régulateur a pour tâche de produire automatiquement une variation de la grandeur de réglage pour éliminer l'écart causé par une modification de la grandeur de référence ou une perturbation. Pour pouvoir remplir cette tâche, le régulateur doit mesurer en permanence la valeur de la grandeur réglée (sonde) et la comparer avec la valeur de consigne. Selon le résultat de cette comparaison, un organe de réglage approprié est actionné de façon à ce que l'écart de réglage soit éliminé, c'est-à-dire que la grandeur réglée coïncide à nouveau avec la valeur de consigne.

Les sondes de températures utilisées sont de type RTD (Resistance Thermometer Detector), des thermorésistances à platine PT 100 ohms à 0°C. Selon le domaine de température, où elles seront utilisées et des qualités particulières recherchées, on réalise les résistances en platine et en nickel et, plus rarement, en cuivre et en tungstène. Le platine peut être obtenu avec une très grande pureté (99.999%) ce qui permet de fixer avec une bonne précision ses propriétés électriques ; son inertie chimique et l'absence de modifications cristallines assurent la stabilité de ses caractéristiques électriques. L'interchangeabilité des sondes à résistance de platine est une conséquence de la précision avec laquelle peuvent être fixées leurs caractéristiques et leur stabilité. Elles sont utilisées de -200°C jusqu'à 1000°C, lorsque leur enveloppe de protection le permet.

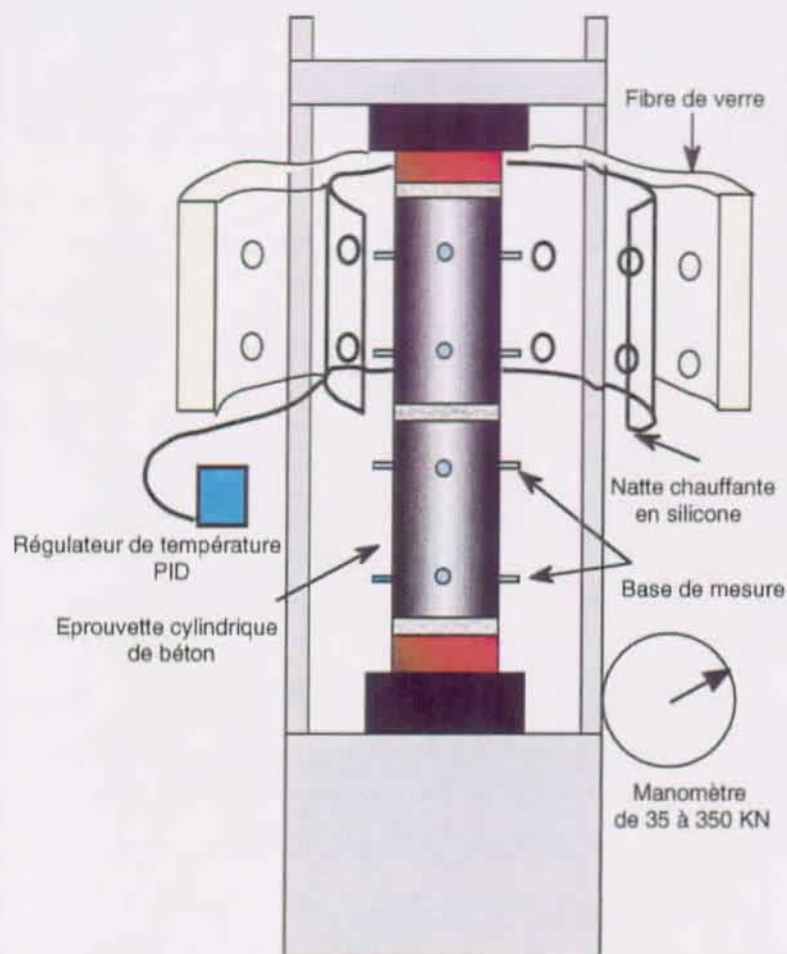


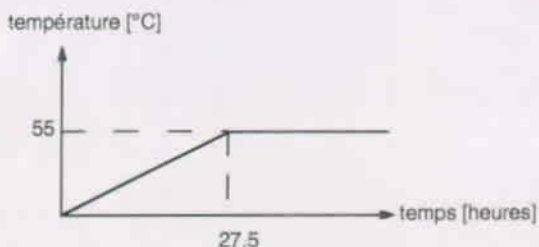
Figure 9-8 Schéma de l'appareil de fluage avec le système de chauffage.

Nous avons choisi des sondes étanches, utilisables pour des températures variant entre 0 et 100°C ; chaque sonde est protégée par un tube en acier Inox et reliée à 4 fils en cuivre ; chaque fil est isolé gainé par résine de silicone et l'ensemble est enveloppé dans un câble en silicone.

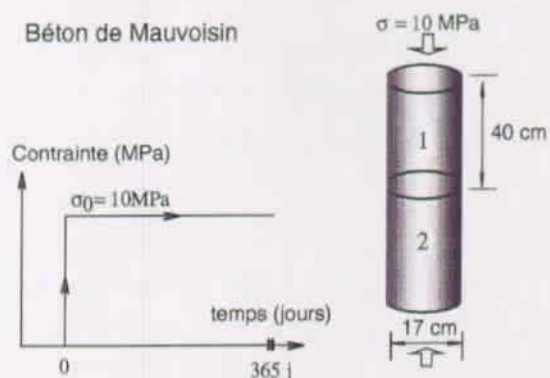
Les sondes sont introduites au centre des cylindres en béton de même diamètre que les éprouvettes, avec 5 cm de hauteur. Une rondelle est placée au centre entre les deux éprouvettes et deux autres aux extrémités. De cette manière, nous pouvons contrôler la température au cœur des éprouvettes et sur toute la hauteur. La température de réglage est donnée par une sonde de surface branchée sur le régulateur. Cette sonde est fixée sur la rondelle du milieu.

Déformation de fluage sous différentes températures (fluage de base)

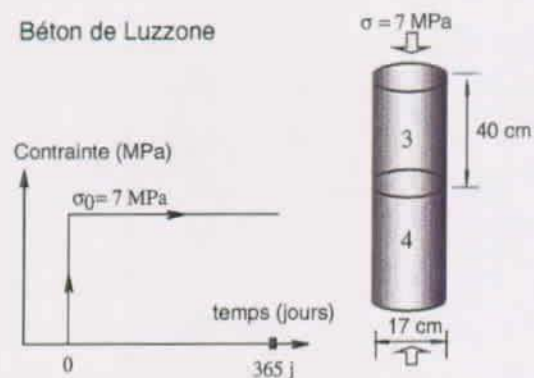
Programme 1: Déformation de fluage sous 55 °C



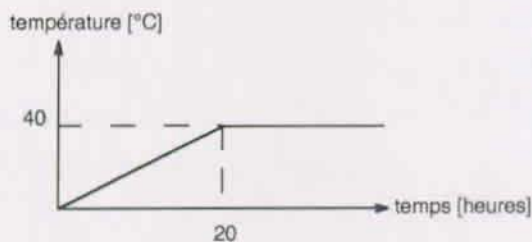
Béton de Mauvoisin



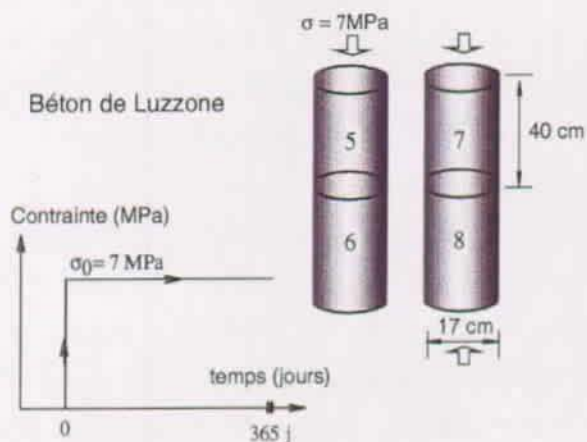
Béton de Luzzone



Programme 1: Déformation de fluage sous 40 °C



Béton de Luzzone



Béton de Mauvoisin

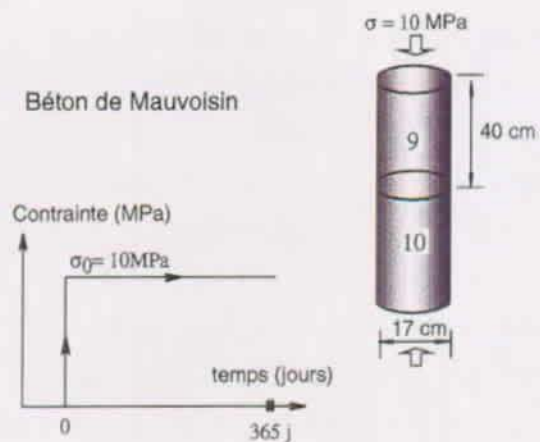


Figure 10-1 Description du programme d'essai de fluage à diverses températures.

Chapitre 10

Présentation et analyse des résultats

10.1 Influence de la température sur le fluage de base

Un programme d'essai de fluage en compression à diverses températures a été lancé pour une durée d'une année et demi, ce qui nous a permis d'étudier l'influence de la température sur le fluage de base. Les températures d'essai considérées sont 20°C, 40°C et 55°C ; elles ont été prises inférieures à 60°C, température à partir de laquelle il a été constaté une baisse en amplitude sur le fluage de base.

Le but de ces essais est de déterminer l'énergie d'activation, qui sera utilisée pour la modélisation du processus d'activation (théorie de la cinétique), ainsi que la vérification effectuée sur la loi fluage pour voir si elle obéit à une loi de type Arrhenius, et si les valeurs obtenues sont extrapolables à des températures plus basses, ainsi que la possibilité d'appliquer une variable réduite pour les chargements à température variable.

Pour ce programme deux types de béton (Luzzzone et Mauvoisin) ont été considérés, nous avons utilisé 5 bâtis de fluage avec 10 éprouvettes de béton, deux éprouvettes par bâti. Deux bâtis à 40 °C et un bâti à 55 °C pour le béton de Luzzzone, et un bâti pour chaque température pour le béton de Mauvoisin. La description du programme est donnée sur la figure 10-1.

Les éprouvettes ont été mises dans la salle d'essai deux heures avant pour prendre l'humidité ambiante, avant d'être placées dans le dispositif d'essai. Après la mise en place du système de chauffage ainsi que de l'isolation thermique en fibre de verre (5 cm d'épaisseur), les éprouvettes sont portées à la température d'essai par un programme de chauffage qui élève la température des échantillons de 2°C par heure. A partir de cet instant, la température est maintenue constante jusqu'à la fin de l'essai. Une période d'attente d'une semaine nous permet de vérifier que les éprouvettes sont bien à la température voulue, ainsi que la mesure de la dilatation thermique des éprouvettes avant l'application de la charge. Ensuite la charge est appliquée et la déformation instantanée mesurée. L'application d'un échelon instantané de contrainte n'est pas une chose aisée en pratique, à partir du repos initial, il faudrait porter brusquement la charge à une valeur non nulle avec une très grande vitesse. A défaut d'appliquer des charges à grandes vitesses, nous avons chargé toutes les éprouvettes dans les mêmes conditions.

Le même protocole d'essai a été appliqué pour les différents programmes, la charge est appliquée le plus rapidement possible et la déformation est mesurée instantanément.

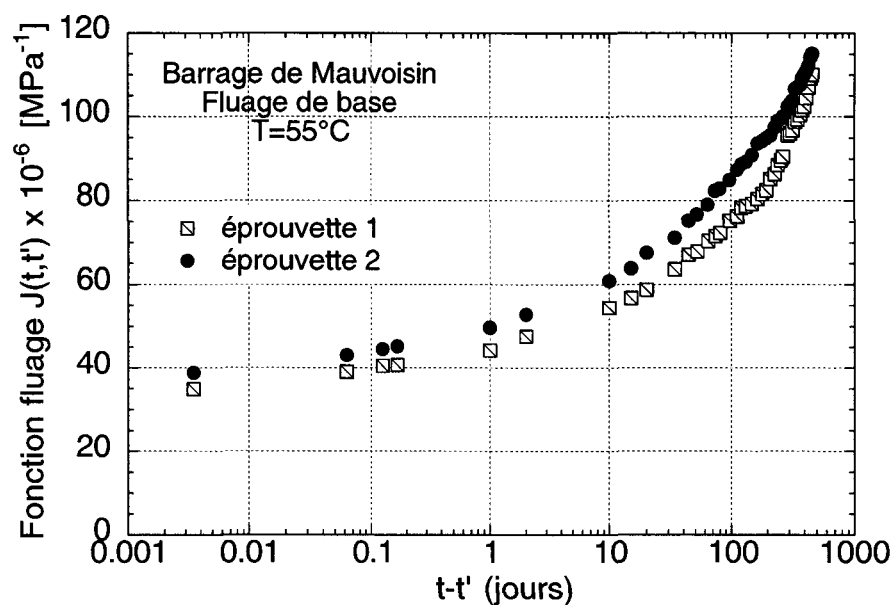


Figure 10-2 Déformation de fluage sur des éprouvettes étanchées prélevées sur le barrage de Mauvoisin. Charge: 10 MPa (20% σ_r), température d'essai : 55°C.

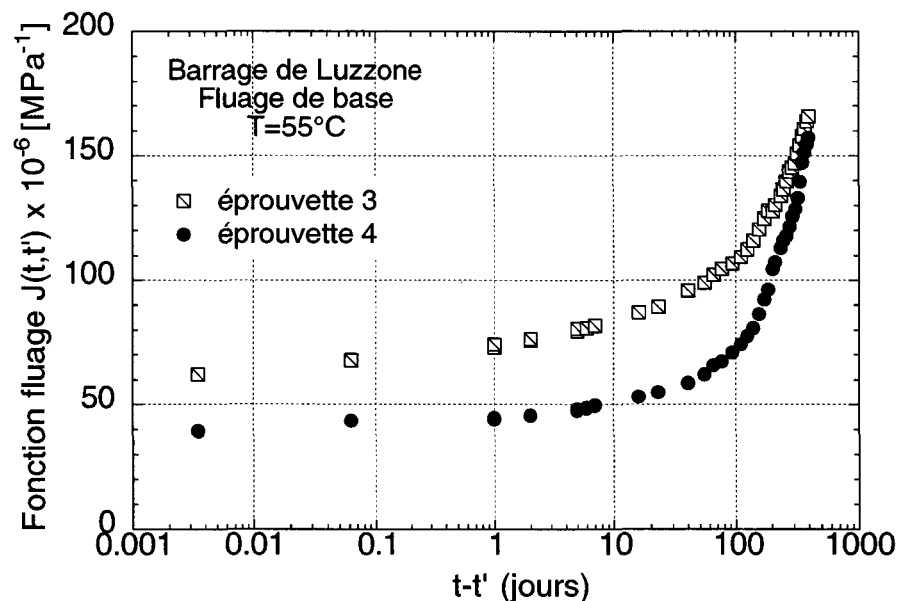


Figure 10-3 Déformation de fluage sur des éprouvettes étanchées prélevées sur le barrage de Luzzone. Charge : 7 MPa (20% σ_r), température d'essai : 55°C.

La figure 10-2 ci-dessus présente la courbe de fluage des éprouvettes 1 et 2 (Barrage de Mauvoisin) du bâti n°1, chauffées à 55°C. Nous constatons que nous n'avons pas une grande dispersion entre les deux éprouvettes et la valeur de fluage final est égale à trois fois la valeur instantanée. Par contre, sur la figure 9-3 représentant les éprouvettes 3 et 4, nous observons qu'il y a une différence sur les valeurs de la déformation instantanée, celle de l'éprouvette 4 est plus faible que celle de l'éprouvette 3 et la valeur de fluage final moyenne est de l'ordre de 3.5 fois la valeur de fluage instantanée.

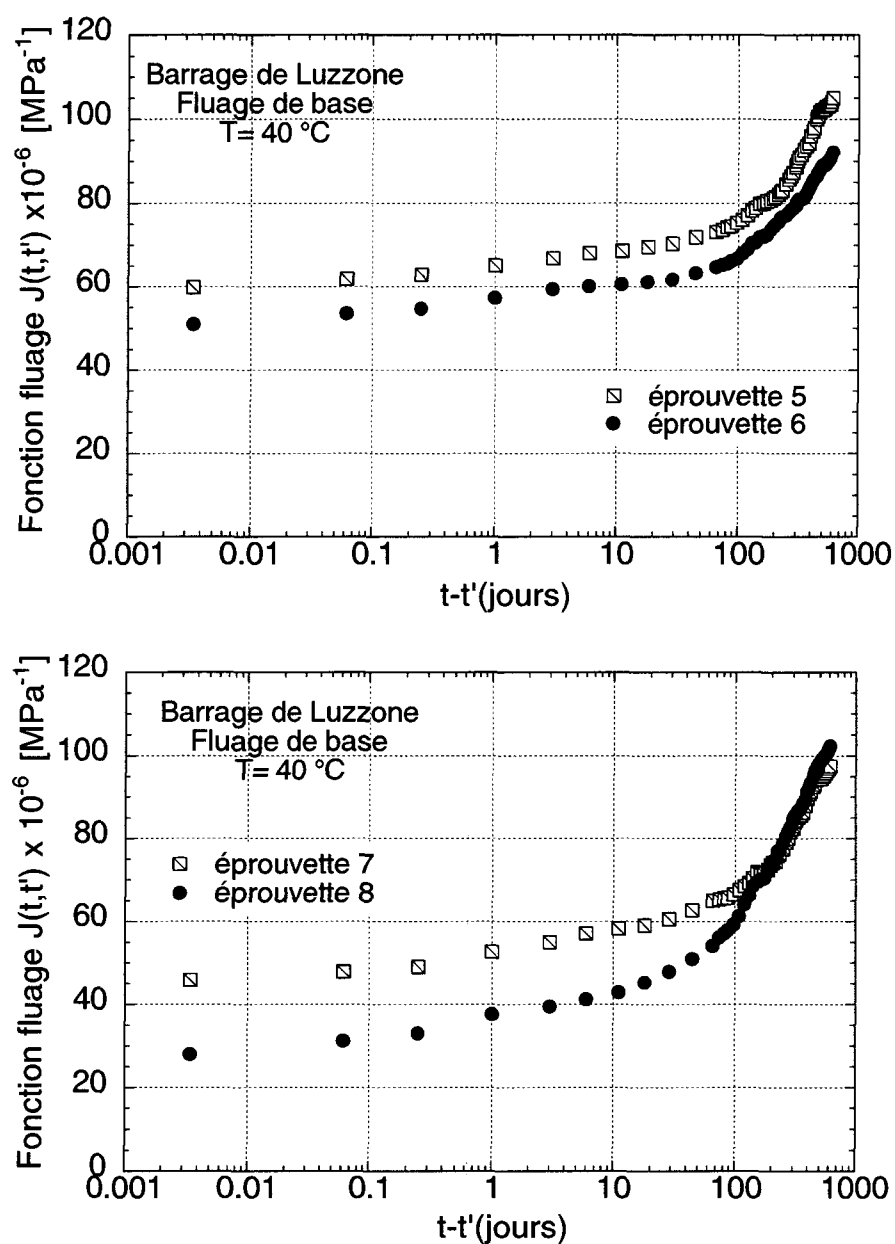


Figure 10-4 Déformation de fluage sur des éprouvettes étanchées prélevées sur le barrage de Luzzone . Charge : 7 MPa (20% σ_r), température d'essai : 40°C.

La figure 10-4 présente la déformation de fluage de quatre éprouvettes 5, 6, 7 et 8 (barrage de Luzzzone) chauffées à 40°C et chargées à 7 MPa. Nous observons une même tendance sur les courbes de fluage des trois éprouvettes (5, 6, 7) avec une cinétique de fluage très proche. On constate que l'éprouvette 8 présente une déformation instantanée beaucoup plus faible que les éprouvettes (5, 6, 7), mais elle atteint une valeur finale de fluage de même ordre que les autres éprouvettes, cela est dû à une cinétique de fluage, plus élevée. La déformation finale moyenne de fluage obtenue sur les 4 éprouvettes est de l'ordre de 2.5 fois la valeur de fluage instantanée.

La figure 10-5 présente la déformation de fluage de deux éprouvettes 9 et 10 (barrage de Mauvoisin) chauffées à 40°C et chargées à 10 MPa. On constate un écart des résultats de fluage entre les deux éprouvettes avec une valeur moyenne de fluage final égal à 2 fois la déformation instantanée.

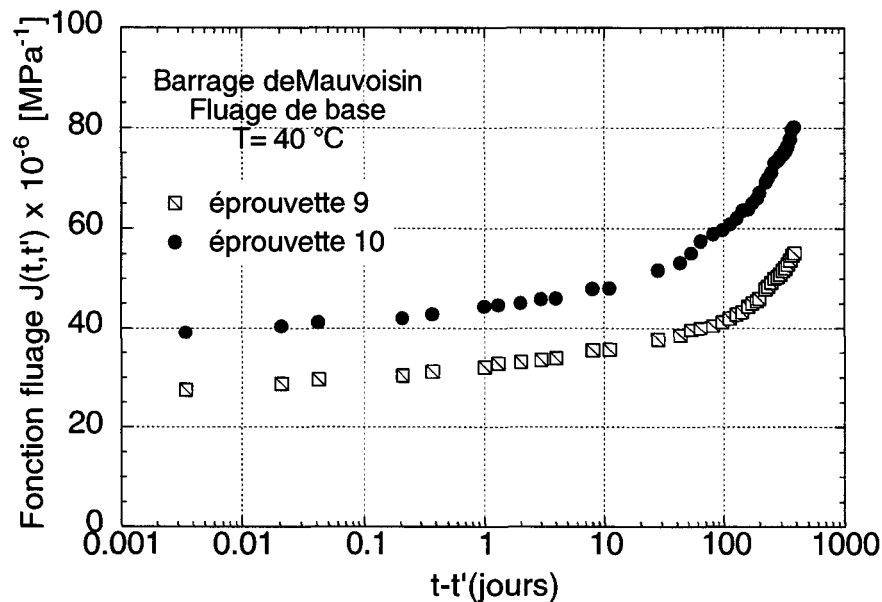


Figure 10-5 Déformation de fluage sur des éprouvettes étanchées prélevées sur le barrage de Mauvoisin. Charge : 10 MPa (20% σ_r), température d'essai : 40°C.

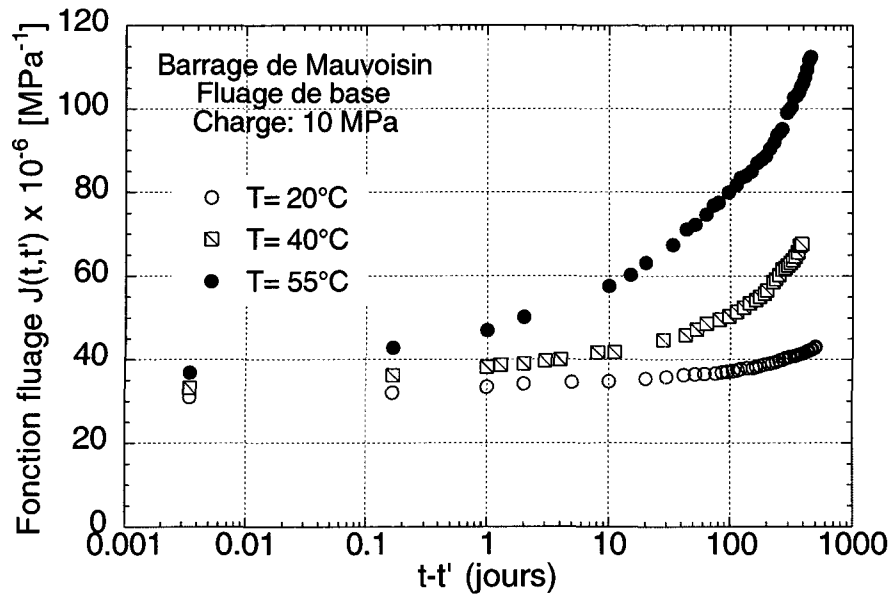


Figure 10-6 Influence de la température sur le fluage de base (béton de Mauvoisin).

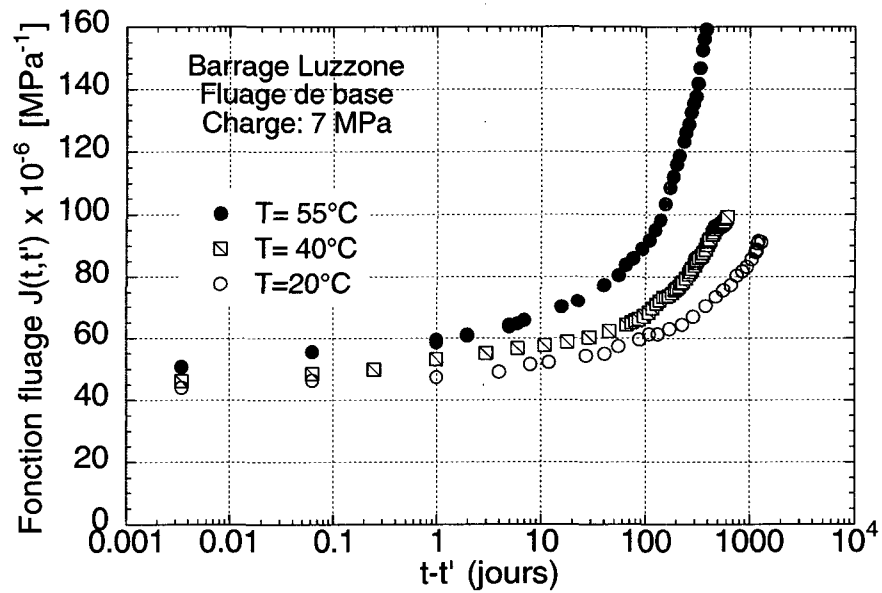


Figure 10-7 Influence de la température sur le fluage de base (béton Luzzzone).

10.2 Détermination de l'énergie d'activation

Le comportement d'un matériau viscoélastique à température élevée pour des temps de sollicitation courts est équivalent à celui du même matériau à basse température, mais pour des temps plus longs. Il a été constaté qu'il existe une équivalence temps -température (entre la durée d'une sollicitation et la température d'un matériau). La validation de ce principe sur les bétons de barrage nous permettra de translater les résultats d'essais de fluage à température ambiante pour des températures plus basses.

Sachant que les essais de fluage à basse température nécessitent des temps de mesures extrêmement longs, nous avons effectué des essais de fluage à 40 et 55°C pour pouvoir déterminer l'énergie d'activation sur des durées d'essais raisonnables.

L'énergie d'activation a été calculée par la méthode de Ke's, [Day et Gamble (1983)], et par la construction d'une courbe maîtresse à l'aide d'un coefficient de translation a_T .

La méthode de Ke's est basée sur l'application de la loi d'Arrhénius sur les vitesses de fluage à deux éprouvettes chauffées pour deux températures différentes T_1 et T_2 :

$$\dot{\epsilon}_1 = A_1 \cdot \exp\left(-\frac{E_1}{RT_1}\right) \quad (10-1)$$

et

$$\dot{\epsilon}_2 = A_2 \cdot \exp\left(-\frac{E_2}{RT_2}\right) \quad (10-2)$$

Pour le même matériau, nous pouvons considérer que pour des temps donnés, correspondant à la même déformation de fluage, $A_1 = A_2$ et $E_1 = E_2$. En prenant le logarithme népérien des deux équations (10-1) et (10-2), et après soustraction nous pourrions écrire l'énergie d'activation en fonction des vitesses de fluage par :

$$E = \frac{R}{\left(\frac{1}{T_1} - \frac{1}{T_2}\right)} \ln \frac{\dot{\epsilon}_2}{\dot{\epsilon}_1} \quad (10-3)$$

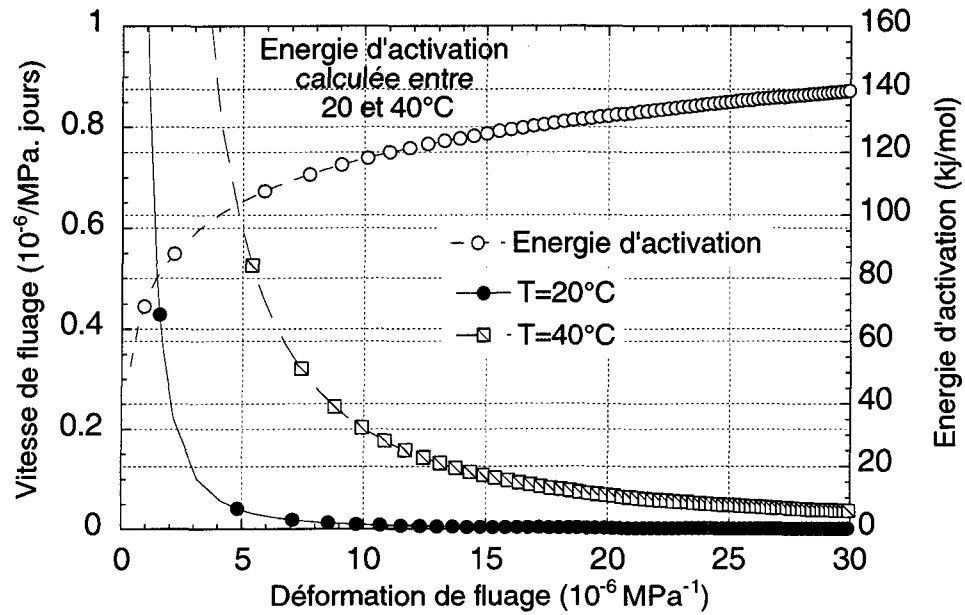


Figure 10-8 Détermination de l'énergie d'activation pour 20 et 40°C (béton de Mauvoisin).

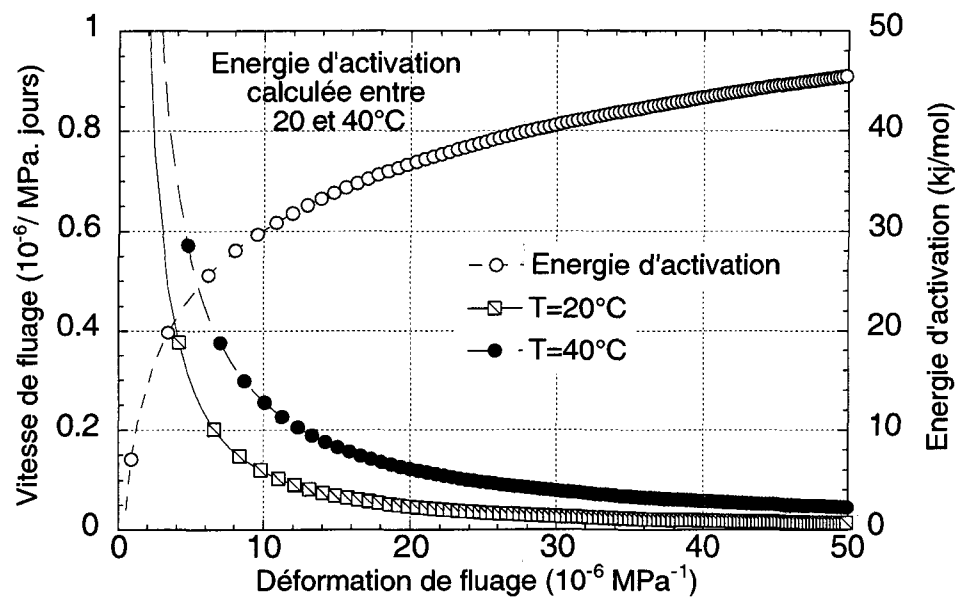


Figure 10-9 Détermination de l'énergie d'activation pour 20 et 40°C (béton de Luzzone).

Les calculs de l'énergie d'activation effectués sur les deux bétons de Mauvoisin et de Luzzone entre 20 et 40°C sont représentés sur les figures 10-8 et 10-9. Les résultats montrent une augmentation de l'énergie d'activation au cours de l'essai de fluage pour arriver à des valeurs de $E_a = 48.5 \text{ KJ/mol}$ ($\frac{E_a}{R} = 5836 \text{ K}$) pour le béton de Luzzone et $E_a = 140 \text{ KJ/mol}$ ($\frac{E_a}{R} = 16847 \text{ K}$) pour le béton de Mauvoisin.

La deuxième méthode consiste à construire la courbe maîtresse à partir des expériences de fluage à des températures différentes pour décrire le comportement du matériau sur une large gamme de températures. La courbe maîtresse représente la courbe obtenue après translation de toutes les isothermes sur l'isotherme de référence à l'aide d'un facteur de translation a_T , et l'énergie d'activation en fonction du coefficient a_T est donnée par :

$$E = \frac{R}{\left(\frac{1}{T_1} - \frac{1}{T_2}\right)} \ln a_{T_1}(T_2) \quad (10-4)$$

La fonction $a_T(T_2)$ exprime le facteur de translation en fonction de la température, le coefficient a_T se mesure directement sur le graphique donné en échelle semi logarithmique, ou bien en échelle log-log (figure 10-10).

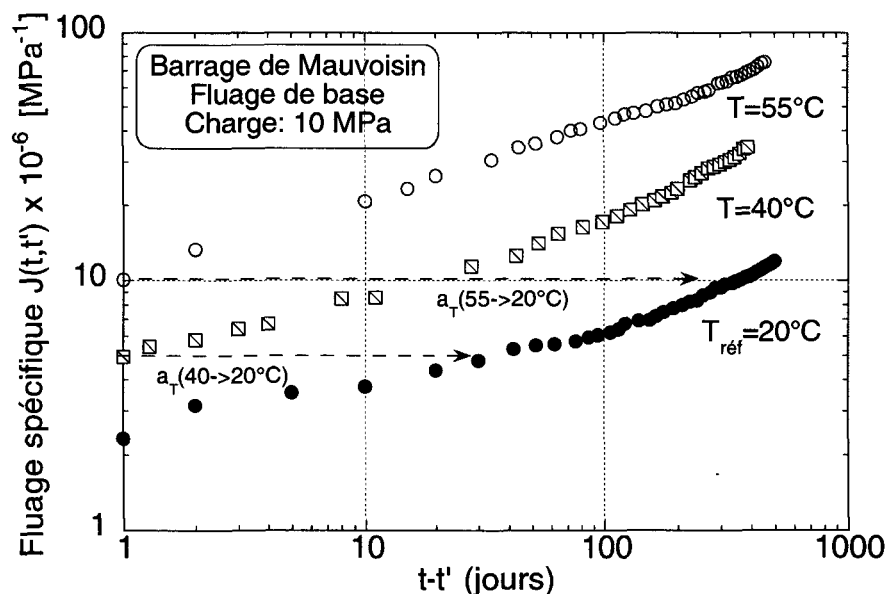


Figure 10-10 Variation en log-log du fluage spécifique en fonction du temps.

Pour chaque a_T déterminé graphiquement, on peut calculer l'énergie d'activation correspondante par l'équation (10-4). Il est également possible de déterminer l'énergie d'activation en traçant une régression linéaire en $\ln(a_T)$ en fonction de l'inverse de la température ($\frac{1}{T}$).

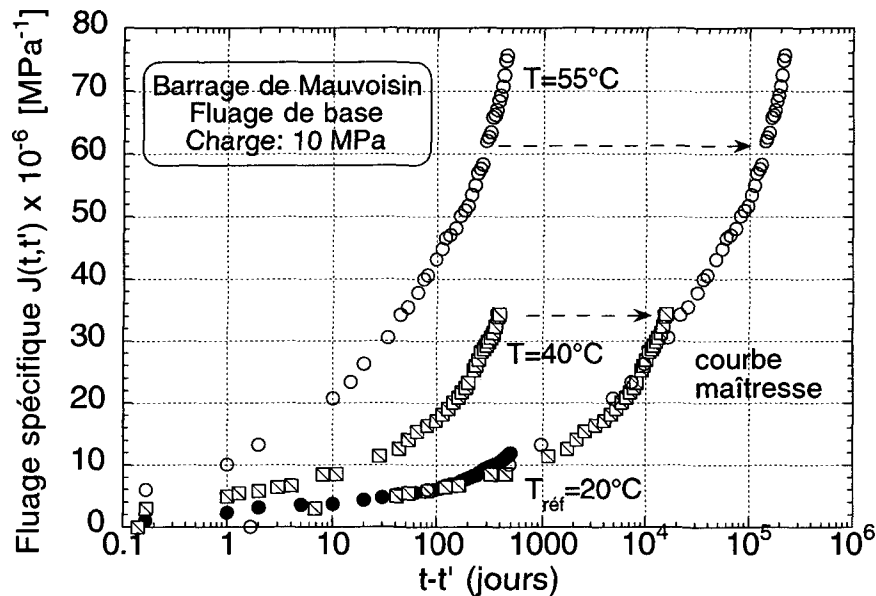


Figure 10-11 Construction d'une courbe maître à partir des données de la figure 10-6.

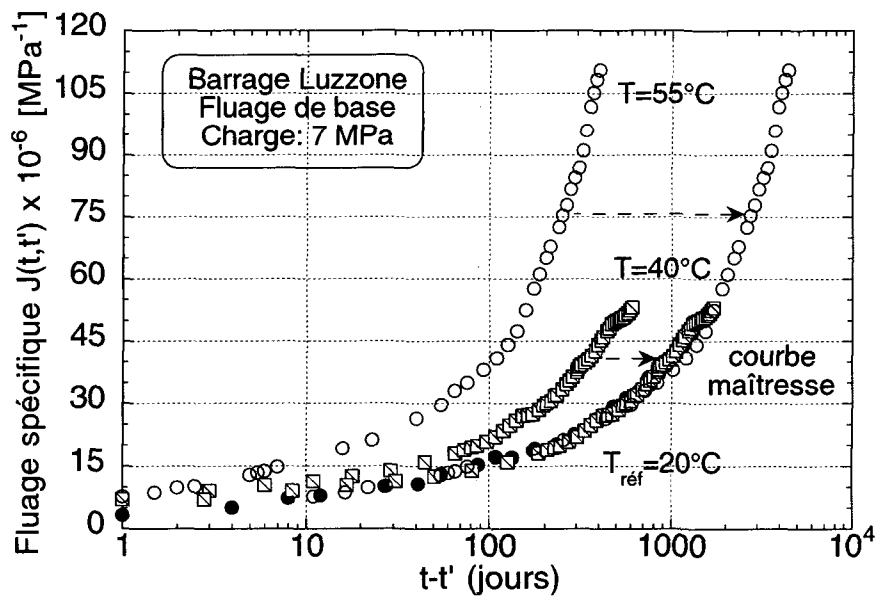


Figure 10-12 Construction d'une courbe maître à partir des données de la figure 10-7.

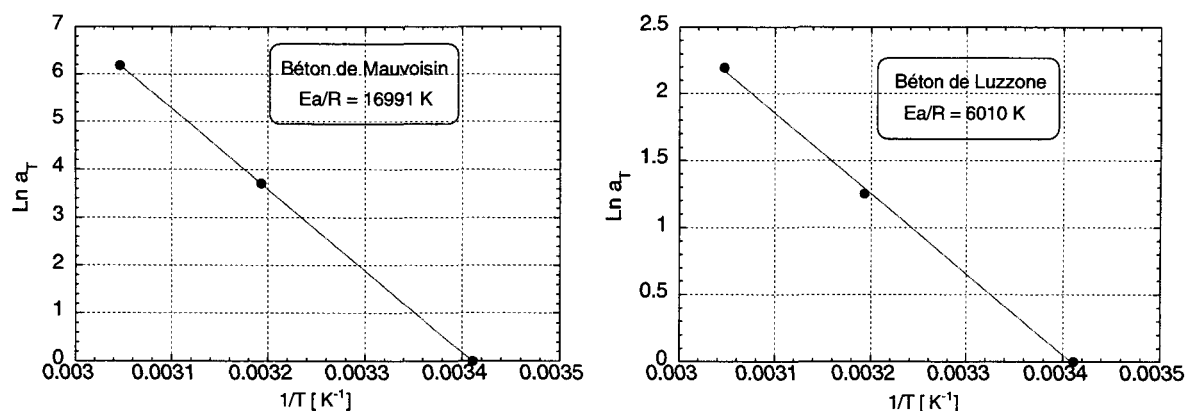


Figure 10-13 Détermination de l'énergie d'activation par une droite de régression linéaire.

Les valeurs expérimentales de l'énergie d'activation déterminées sur les deux bétons varient suivant la précision du coefficient a_T . Le rapport $\frac{E_a}{R}$ varie entre 5500 et 6500 K pour le béton de Luzzone et de 16200 à 17400 K pour le béton de Mauvoisin. Cependant, si nous considérons le nombre d'éprouvettes utilisées et la gamme des températures d'essais (20,40, et 55°C), la dispersion reste faible. Des essais sur une plus grande gamme de températures et un plus grand nombre d'éprouvettes permettront d'avoir des résultats beaucoup plus précis. À partir des résultats obtenus, nous avons choisi de prendre pour la modélisation un rapport $\frac{E_a}{R}$ égal à 6000 K pour le béton de Luzzone et 17000 K pour le béton Mauvoisin.

10.3 Déformation de fluage sous différents taux de chargement

Une série d'éprouvettes de mêmes dimensions (17 cm de diamètre et 40 cm de hauteur) prélevées sur le barrage de Mauvoisin ont été chargées à différents taux de chargement pour vérifier la linéarité du fluage par rapport à la contrainte. On s'est intéressé à des taux de contraintes faibles, trois niveaux de chargement ont été considérés (10 MPa, 15 MPa et 20 MPa) et sont appliqués sur des éprouvettes étanchées et non étanchées. Cela correspond à 20%, 30% et 40% de la charge de rupture ($\sigma_r = 50 \text{ MPa}$). Quatre bâtis contenant onze éprouvettes ont été utilisés pour ce programme. Les éprouvettes étanchées sont constituées de trois éprouvettes (épr11, épr12 et épr13) chargées à 10 MPa, trois autres (épr14, épr15, épr16) chargées à 15 MPa, et deux éprouvettes (épr17 et épr18) chargées à 20 MPa. Des éprouvettes non étanchées (épr19, épr20, épr21) chargées à 10 MPa ont été utilisées pour mesurer le fluage avec séchage. La durée du programme de chargement a été d'une année et demi.

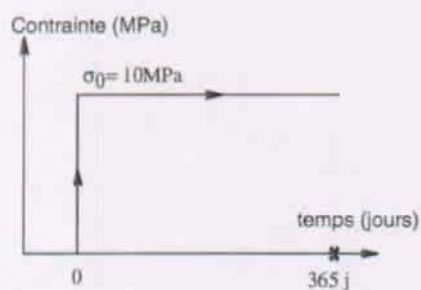
Ces essais nous ont permis de voir l'influence du taux de chargement sur la cinétique et l'amplitude du fluage. Ils ont également servi pour l'identification des paramètres du modèle utilisé pour la validation du domaine d'application du principe de superposition. Ces essais de fluage à température ambiante ($T = 20^\circ\text{C}$, $HR = 65\%$) ont été utilisés avec les essais effectués à des températures plus élevées (40°C et 55°C) pour la détermination de l'énergie d'activation. Les résultats de ce programme d'essai seront comparés aux résultats obtenus sur le béton du barrage de Luzzzone.

La figure 10-15 présente la déformation de fluage obtenue sur trois éprouvettes chargées à 20% σ_r , avec des valeurs de déformation instantanée et de fluage final très proche. La valeur de fluage finale moyenne est de l'ordre de 1.38 fois la valeur instantanée. Sur la figure 10-16 on observe une petite dispersion sur les résultats obtenus à partir des éprouvettes chargées à 30% σ_r , et la valeur moyenne du fluage final est égale à 1.62 fois la déformation instantanée. Sur la figure 10-17, on observe l'évolution de la fonction fluage pour un taux de chargement de 40% et la valeur moyenne du fluage final est égale à 1.69 fois la déformation instantanée.

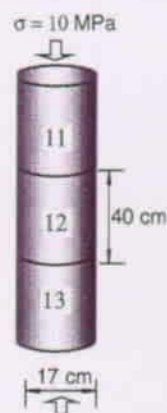
Il est intéressant, de noter que les valeurs moyennes du fluage total mesuré sur le béton du barrage de Mauvoisin sont plus faibles que le fluage mesuré sur le béton de Luzzzone, les valeurs des modules du béton de Mauvoisin (correspondant à l'inverse des déformations instantanées) sont égales en moyenne au double de celles mesurées sur le béton de Luzzzone. Cela est dû en partie au vieillissement du béton, le béton de Mauvoisin est plus âgé que le béton de Luzzzone.

Déformation de fluage sous différents taux de chargement: Béton de Mauvoisin

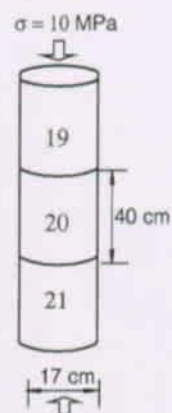
Programme 2.1: Déformation de fluage (20% σ_f)



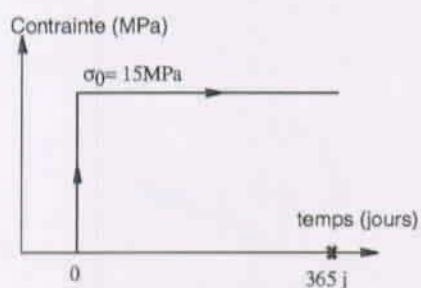
étanchées



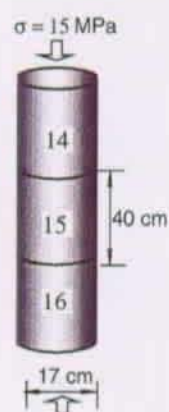
non étanchées



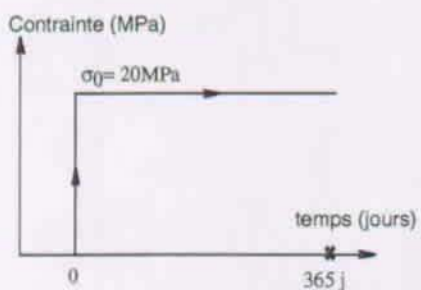
Programme 2.2: Déformation de fluage (30% σ_f)



étanchées



Programme 2.3: Déformation de fluage (40% σ_f)



étanchées

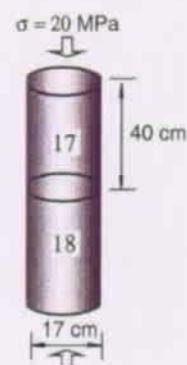


Figure 10-14 Description du programme d'essai de fluage différents taux de chargement.

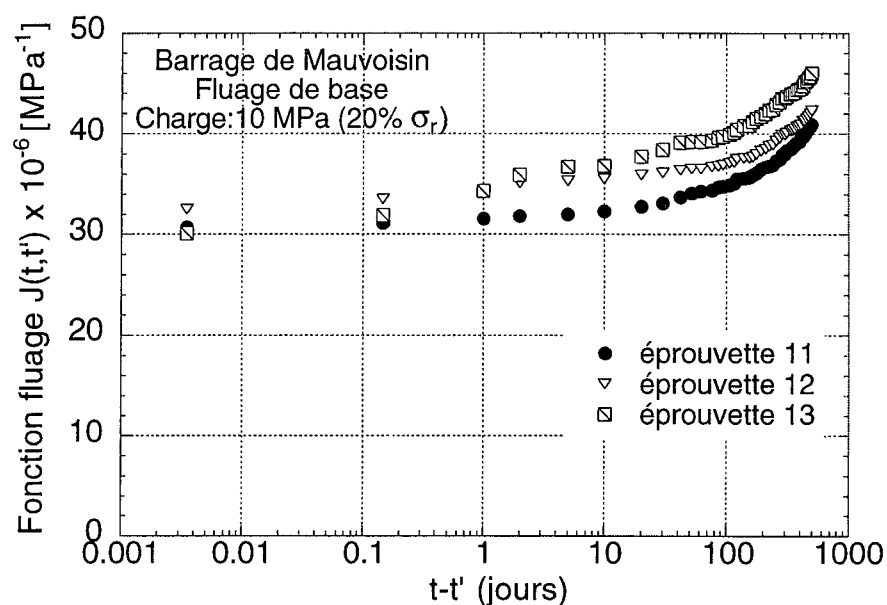


Figure 10-15 Déformation de fluage sur des éprouvettes étanchées prélevées sur le barrage de Mauvoisin. Charge : 10 MPa (20% σ_r), température d'essai : 20°C.

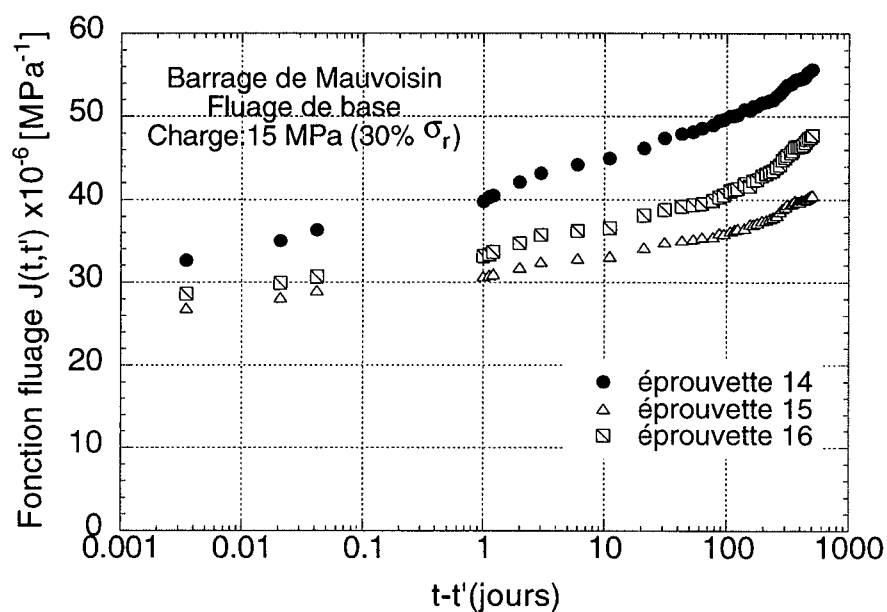


Figure 10-16 Déformation de fluage sur des éprouvettes étanchées prélevées sur le barrage de Mauvoisin. Charge : 15 MPa (30% σ_r), température d'essai : 20°C.

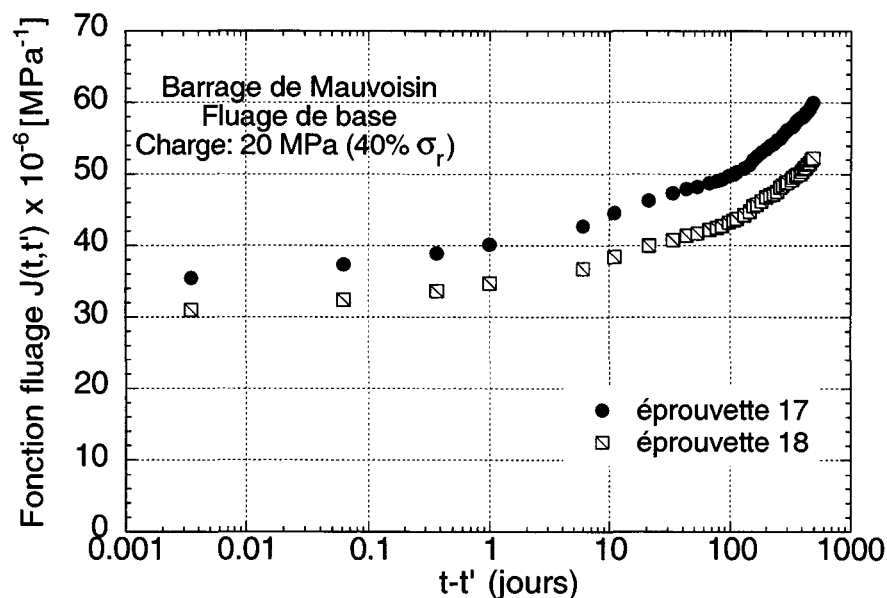


Figure 10-17 Déformation de fluage sur des éprouvettes étanchées prélevées sur le barrage de Mauvoisin. Charge : 20 MPa (40% σ_r), température d'essai : 20°C.

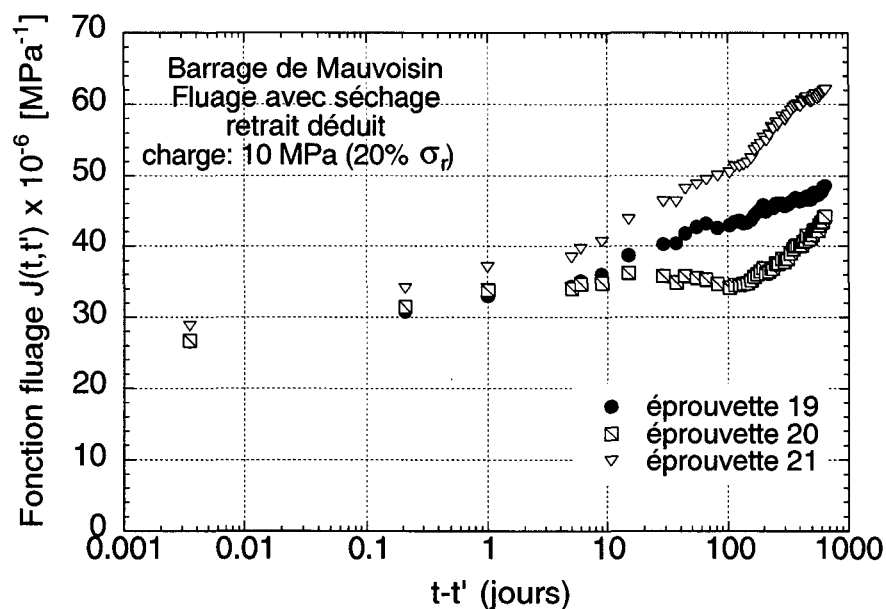


Figure 10-18 Déformation de fluage sur des éprouvettes non étanchées prélevées sur le barrage de Mauvoisin. Charge 10 MPa (20% σ_r), température d'essai 20°C.

10.4 Les essais de fluage à long terme

Un programme d'essais de fluage à long terme a été effectué au LMC durant les dix dernières années (1991 à 2001). Les essais ont été réalisés sur des éprouvettes prélevées sur le parement aval du barrage de Luzzzone. Le programme a été réalisé en deux phases. La première phase a été consacrée à l'étude du fluage isotherme avec et sans séchage, un rapport interne, intitulé « Etude expérimentale sur le fluage des bétons âgés » a été publié sur ce sujet au LMC en 1996. La deuxième phase de ce programme s'inscrit dans le cadre de ma thèse et concerne l'étude de la recouvrance et de l'influence de l'âge de mise en charge sur le fluage d'un béton âgé. Dans ce paragraphe, les résultats les plus importants de cette étude seront présentés et discutés. Les courbes individuelles des déformations de fluage et les tableaux regroupant les résultats de ces essais sont donnés en Annexe 1.

Il est bien connu que la contrainte de compression appliquée au béton dans les barrages est faible par rapport à sa résistance à la compression. Les calculs statiques du barrage de Luzzzone (Stucky Ingénieurs Conseils S A) ont montré que les contraintes maximales de compression dans le béton, calculées en considérant la combinaison des charges du poids propre, poussée de l'eau, déformation de la vallée et variation de la température, sont de l'ordre de 8.1 MPa sur le parement amont, 9 MPa sur le parement aval et 7.2 MPa dans le béton de masse. Les contraintes moyennes dans chaque partie du barrage sont largement inférieures, de l'ordre de 1 à 3 MPa. Par conséquent, nous avons choisi deux niveaux de contraintes en compression (3.6 et 7 MPa), correspondant à 15 et 30 % de la résistance à la compression du béton à 90 jours. Cependant l'application au laboratoire de contraintes de faible intensité nécessite une très longue durée d'observation pour pouvoir mesurer des déplacements de fluage significatifs.

Le programme de chargement correspond à une charge constante σ_0 appliquée à l'instant t' , suivie d'une décharge totale ou partielle à un instant t_1 . La charge a été maintenue constante durant environ 10 ans, sans décharge, sur un bâti de trois éprouvettes étanchées (programme 3.1), et pour une durée de 3.5 ans pour les autres programmes 3.2, 3.3 et 3.4. La décharge des éprouvettes maintenues sous une charge constante durant 3.5 ans a été établie selon trois programmes : décharge totale sans recharge, décharge partielle par paliers, décharge totale maintenue durant 5 mois, suivie d'une recharge. Le phénomène de recouvrance observé après la décharge, permet d'une part d'examiner l'influence du vieillissement du béton sur la déformation différée, et d'autre part de tester certains aspects du principe de superposition. Le nombre d'éprouvettes installées sur chaque bâti ainsi que la contrainte imposée correspondante sont représentées sur les figures 10-19 et 10-20.

Déformation de fluage à long terme : Béton de Luzzane

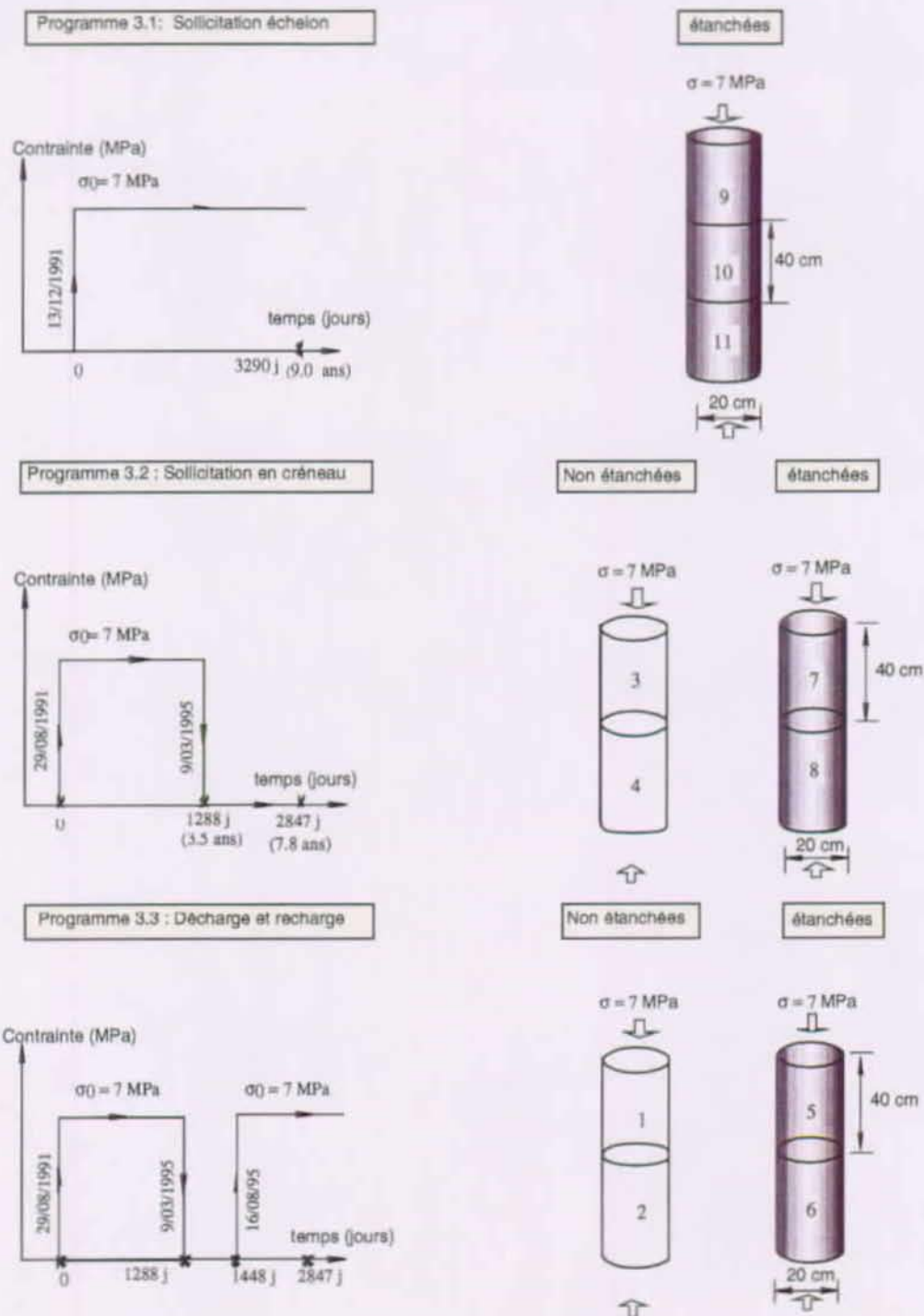
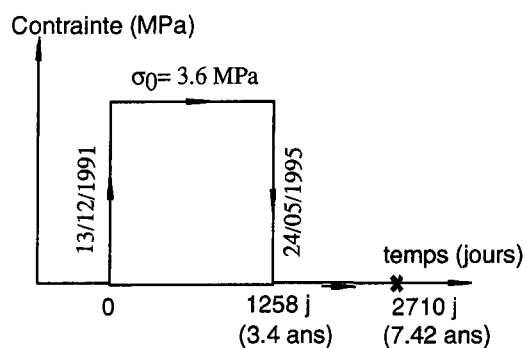


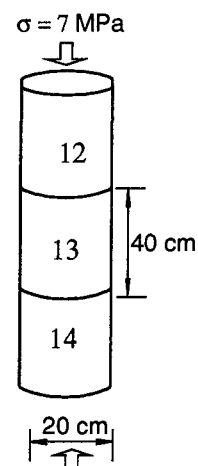
Figure 10-19 Description du programme d'essai de fluage et de recouvrance à long terme.

Déformation de fluage à long terme : Béton de Luzzone

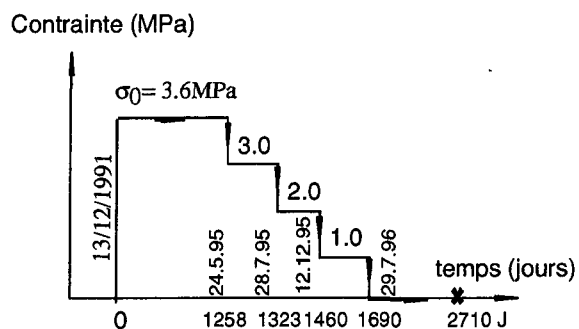
Programme 3.4 : Sollicitation en créneau



non étanchées



Programme 3.5 : Décharge partielle par paliers



étanchées

non étanchées

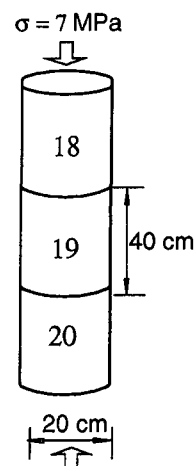
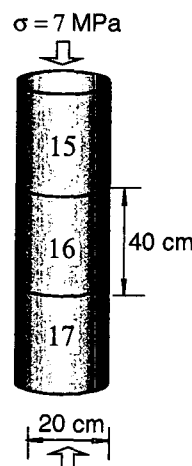


Figure 10-20 Description du programme d'essai de fluage et de recouvrance à long terme.

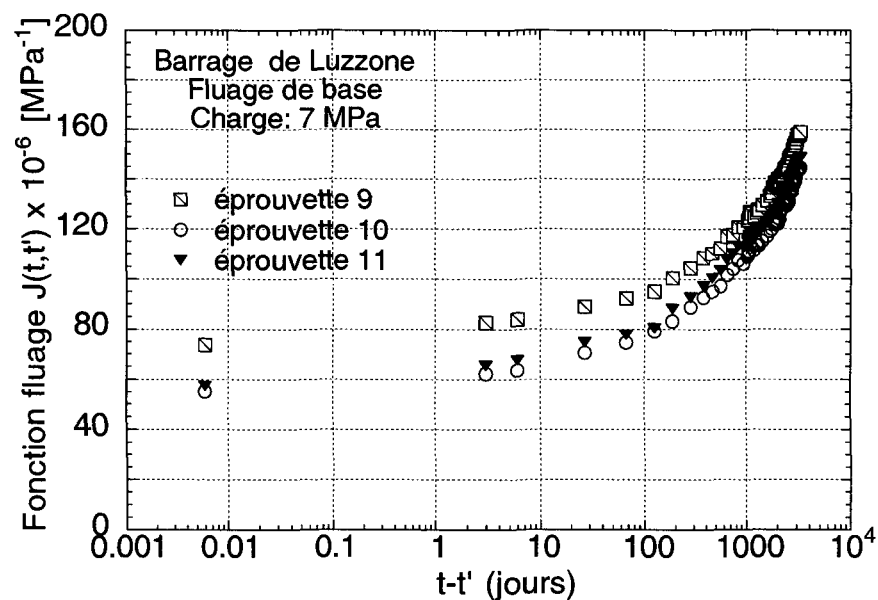


Figure 10-21 Déformation de fluage sur une durée de 10 ans effectuée sur des éprouvettes étanchées.

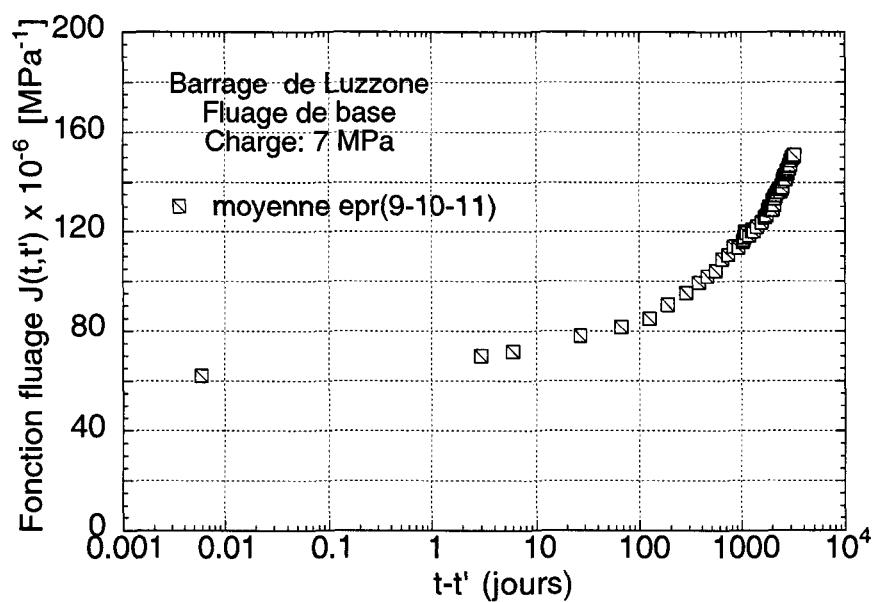


Figure 10-22 Moyenne de la déformation de fluage de trois éprouvettes.

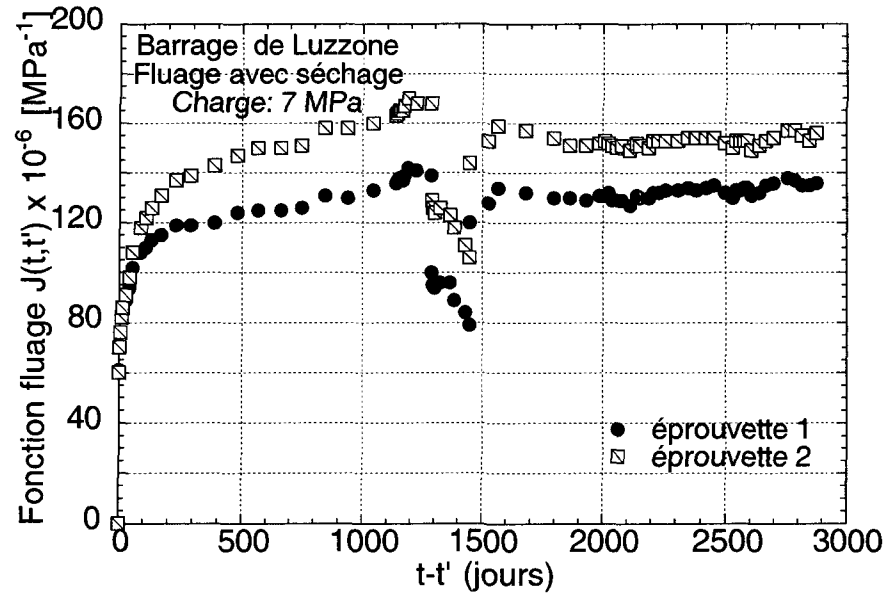


Figure 10-23 Déformation de fluage effectuée sur des éprouvettes non étanchées (1-2). Chargées durant 3.5 ans, déchargées sur une période de 4 mois et rechargées ensuite pour 4.5 ans.

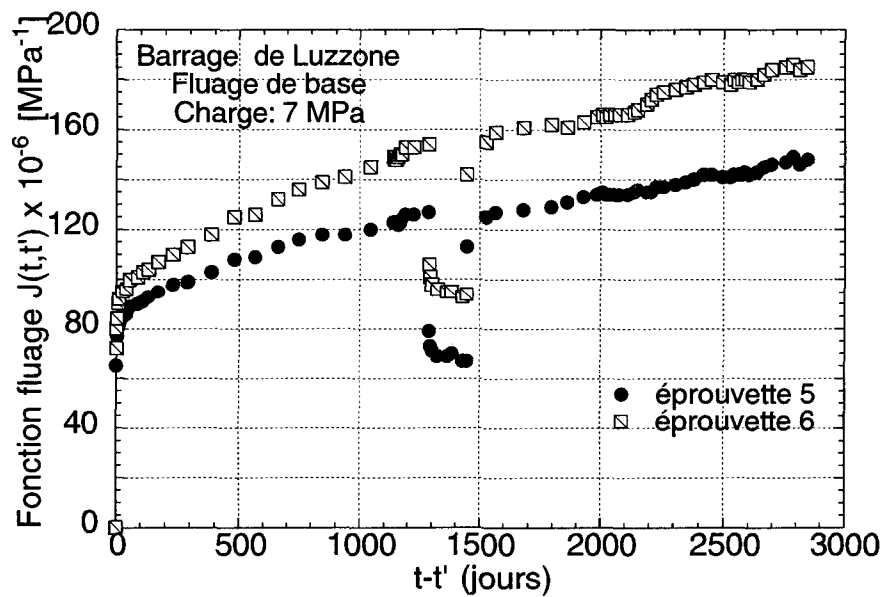


Figure 10-24 Déformation de fluage effectuée sur des éprouvettes étanchées (5-6). Chargées durant 3.5 ans, déchargées sur une période de 4 mois et rechargées ensuite pour 4.5 ans.

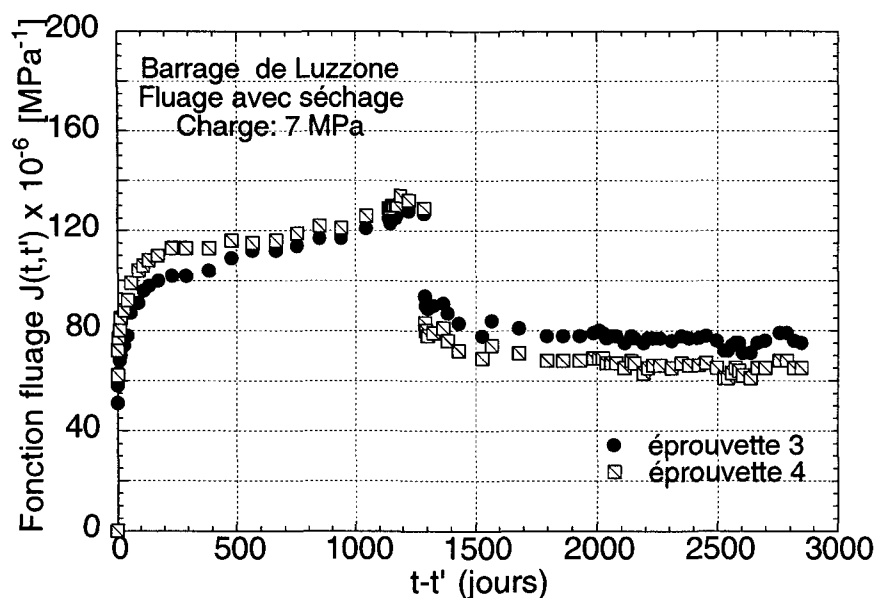


Figure 10-25 Déformation de fluage et de recouvrance effectuée sur des éprouvettes non étanchées (3-4). Chargées durant 3.5 ans, et déchargées ensuite pour une période de 4.5 ans.

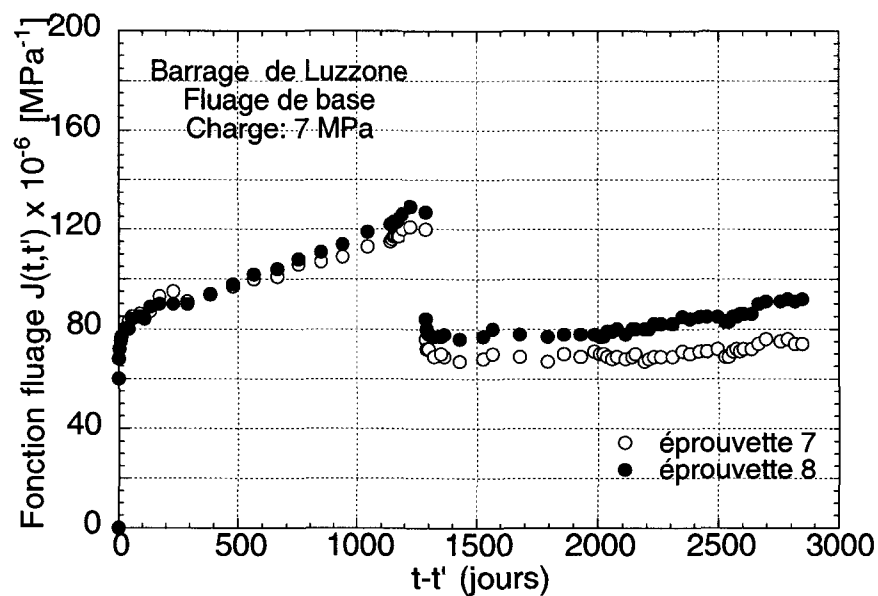


Figure 10-26 Déformation de fluage et de recouvrance effectuée sur des éprouvettes étanchées (7-8). Chargées durant 3.5 ans, et déchargées ensuite pour une période de 4.5 ans.

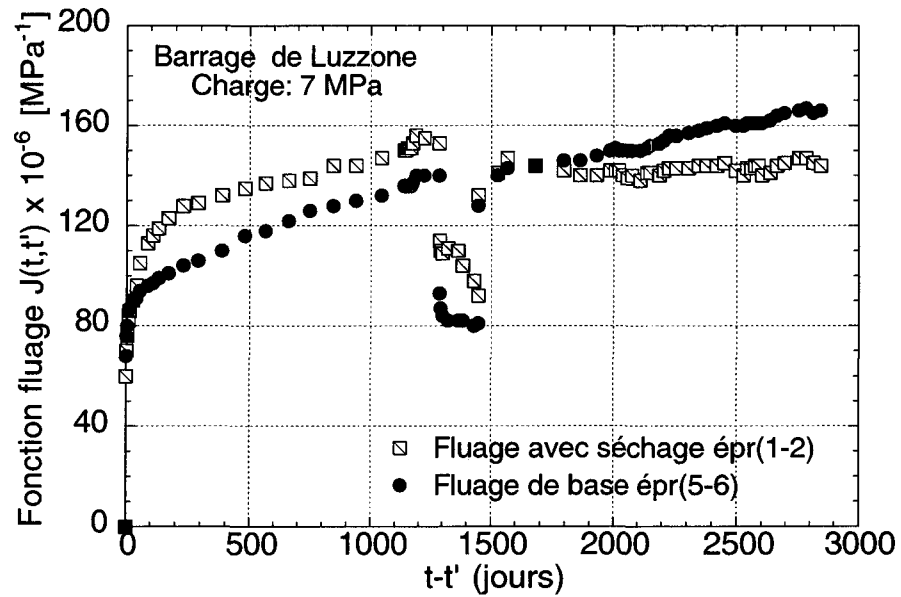


Figure 10-27 Comparaison des fonctions fluage moyennes des éprouvettes avec et sans séchage, déchargées durant 4 mois et rechargées ensuite sur 4.5 ans.

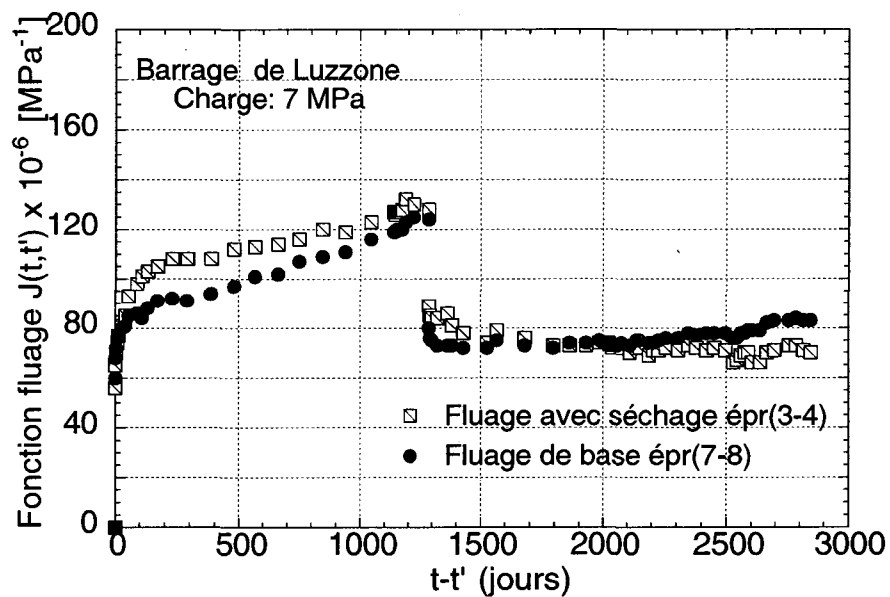


Figure 10-28 Comparaison des fonctions fluage moyennes des éprouvettes avec et sans séchage. Chargées durant 3.5 ans et déchargées ensuite pour une période de 4.5 ans.

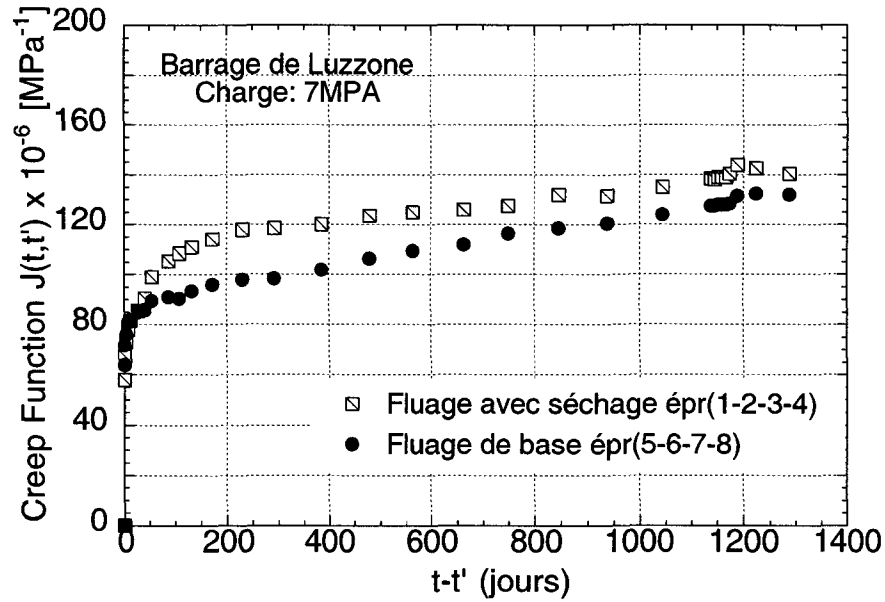


Figure 10-29 Comparaison des fonctions fluage moyennes des éprouvettes avec et sans séchage.

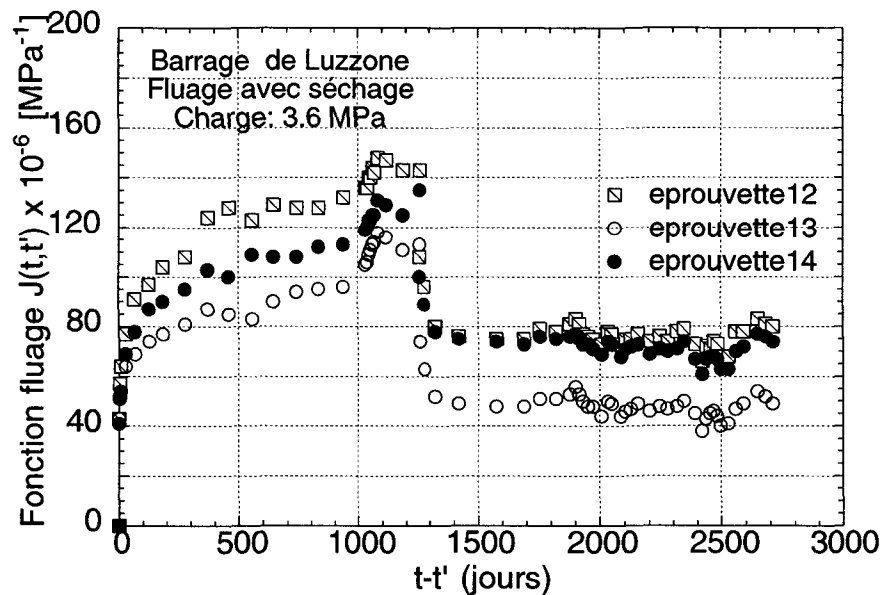


Figure 10-30 Déformation de fluage et de recouvrance effectuée sur des éprouvettes non étanchées (12-13-14). Chargées durant 3.5 ans, et déchargées ensuite pour une période de 4.5 ans.

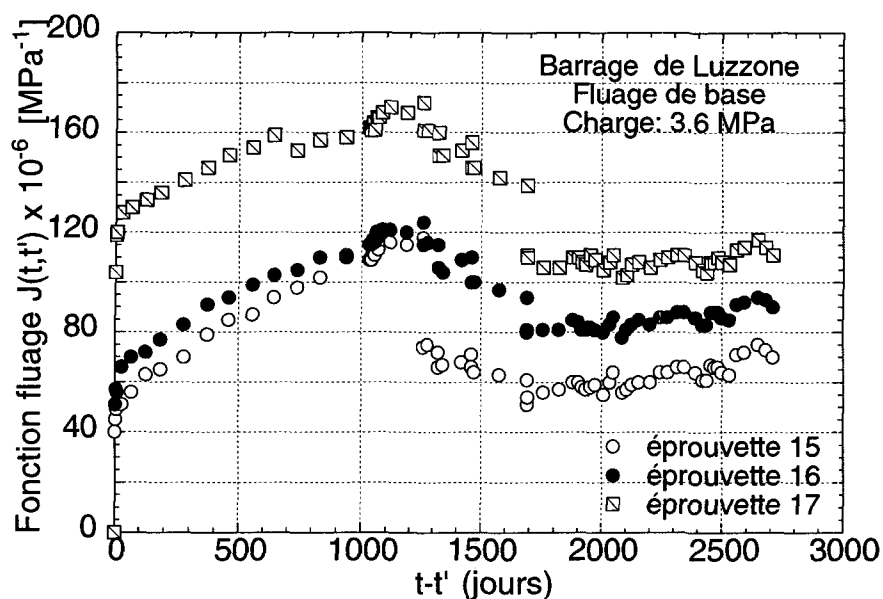


Figure 10-31 Déformation de fluage et de recouvrance effectuée sur des éprouvettes étanchées (15-16-17). Chargées durant 3.5 ans, et déchargées ensuite par paliers (3,2, et 1 MPa).

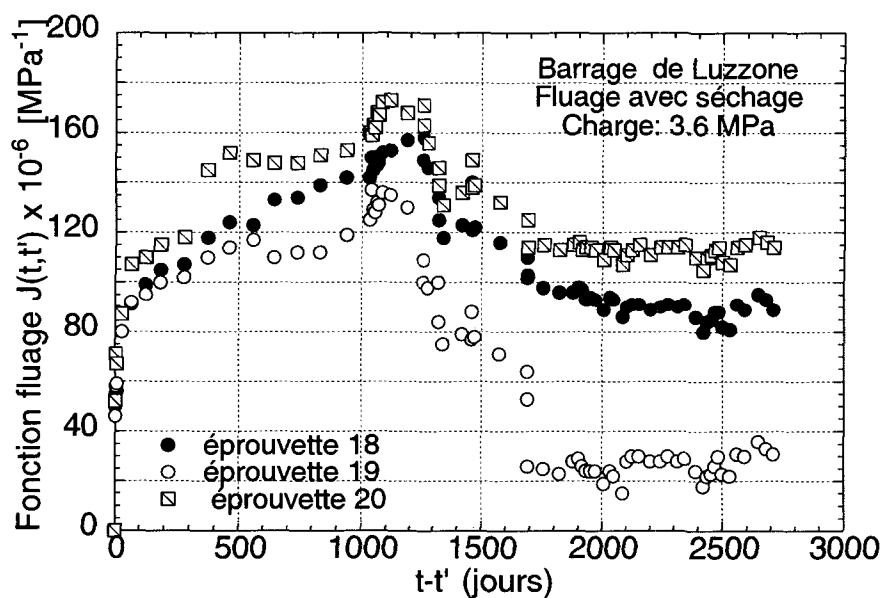


Figure 10-32 Déformation de fluage et de recouvrance effectuée sur des éprouvettes étanchées (18-19-20). Chargées durant 3.5 ans, et déchargées ensuite par paliers.

Les essais de fluage sur des éprouvettes maintenues pendant 10 ans sous charge constante, montre que les effets de fluage sont importants même lorsque la mise en charge a été effectuée 30 ans environ après la réalisation du barrage. Les déformations moyennes totales de fluage atteignent environ 2.5 à 3 fois les déformations instantanées (figure 10-22). Nous observons que la vitesse de fluage augmente très vite, juste après le chargement et diminue ensuite au cours du temps. Cependant, après 10 ans de chargement, la cinétique de fluage diminue considérablement certes, mais nous n'avons pas constaté de stabilisation du fluage. Il est donc très difficile de limiter le fluage de base par une asymptote.

Les figures 10-27 et 10-28 donnent les résultats de fluage de base et de fluage avec séchage, après 3.5 ans de charge ($\sigma = 7\text{MPa}$). Les fonctions fluage avec séchage ont été calculées à partir des déformations mécaniques totales obtenues après déduction du retrait moyen des déformations totales mesurées. Les déformations moyennes totales de fluage avec séchage (retrait déduit) atteignent en moyenne 2.37 et 2.83 fois les déformations instantanées respectives pour des contraintes appliquées égales à 7 et 3.6 MPa.

On constate comme prévu, que le fluage avec séchage (retrait déduit) est plus important que le fluage de base (effet Pickett). On constate également que le fluage avec séchage se stabilise plus rapidement que le fluage de base (figure 10-29). Les deux courbes vont se rejoindrent après 3 ans de chargement. Ceci peut être expliqué par une mise en équilibre hygrique entre le béton et les conditions ambiantes pour les éprouvettes non étanchées et par l'effet Pickett.

Bien que la déformation de retrait ait été retranchée, on constate que dans le cas non étanché (avec séchage), les fonctions fluages correspondant aux deux contraintes appliquées présentent une plus grande dispersion que dans le cas sans séchage. Ceci peut être expliqué par le fait qu'il existe une interaction entre le fluage et le retrait qui subsiste notamment sous l'effet de la distribution non uniforme de la teneur en eau le long du diamètre, ce qui provoque des autocontraintes pouvant, aux faibles charges entraîner une microfissuration en peau qui ne peut apparaître aux charges élevées.

On observe sur les éprouvettes étanches soumise à une recharge figure 10-27, épr(1-2), qu'après la recharge le fluage de base continue avec la même cinétique, qu'avant le déchargement, par-contre, sur les éprouvettes soumises au séchage figure 10-27, épr(5-6), on observe que le fluage mesuré après recharge est plus faible, et reste presque constant pour la suite de l'essai, on peut dire que le fluage limite est atteint, et la fonction fluage avec séchage peut être borné par une asymptote.

10.5 La recouvrance

On constate que l'amplitude de la recouvrance instantanée est plus faible que celle de la déformation instantanée obtenue au chargement et la recouvrance à long terme n'est pas totale. C'est la conséquence du couplage entre le caractère vieillissant et le caractère viscoélastique du béton. Il a été constaté sur les éprouvettes chargées à 7 MPa après déchargement, une allure de la courbe de recouvrance presque monotone, et les éprouvettes non étanchées ne subissent pas de fluctuations sensibles. Les éprouvettes à faible charge (3.6 MPa), après déchargement (total ou partiel), présentent des courbes de recouvrance non monotones avec des fluctuations. Dans le cas des éprouvettes non étanchées, on peut attribuer ces fluctuations à l'influence de la variation d'humidité, mais surtout à la présence de fissures, provoquées par le couplage de la charge et du retrait.

Le comportement à la décharge est caractérisé par une recouvrance partielle asymptotique, ce qui confirme le comportement visqueux partiellement irréversible du béton. Nous avons aussi observé un temps caractéristique à partir duquel la cinétique tend vers zéro. Après une durée de deux ans de recouvrance, nous avons constaté certaines fluctuations des résultats qui sont dus à la variation hygrique dans le local d'essai, ces fluctuations suivent la même tendance pour les éprouvettes étanchées et non étanchées. Ceci peut être expliqué par l'usure de l'étanchéité avec le temps.

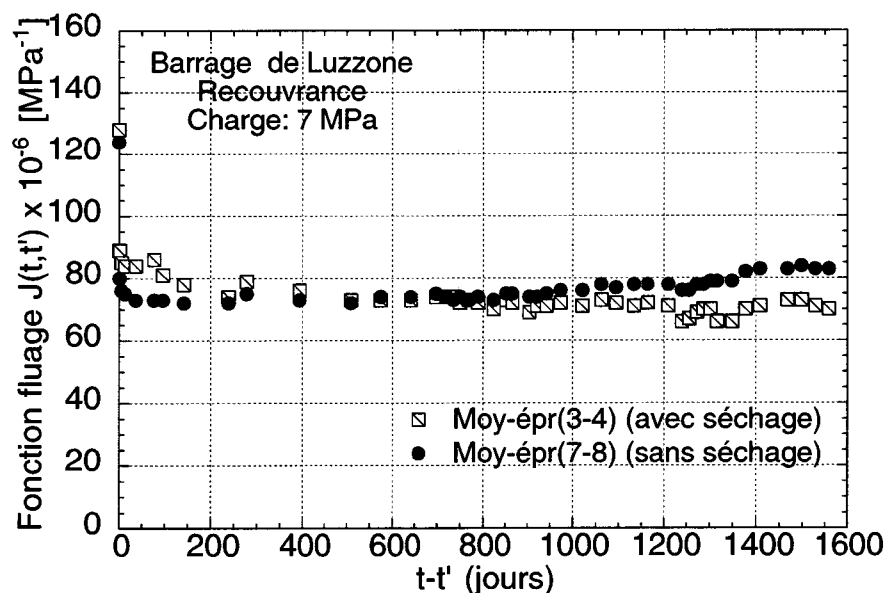


Figure 10-33 Comparaison des recouvrances moyennes des éprouvettes avec et sans séchage.

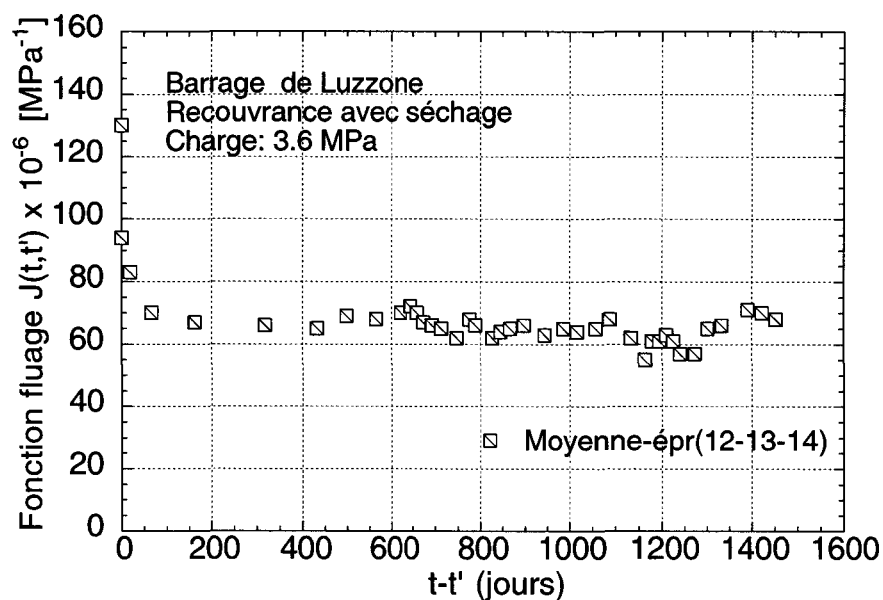


Figure 10-34 Déformation de recouvrance effectuée sur des éprouvettes non étanchées (12-13-14). Chargées durant 3.5 ans, et déchargées ensuite pour une période de 4.5 ans.

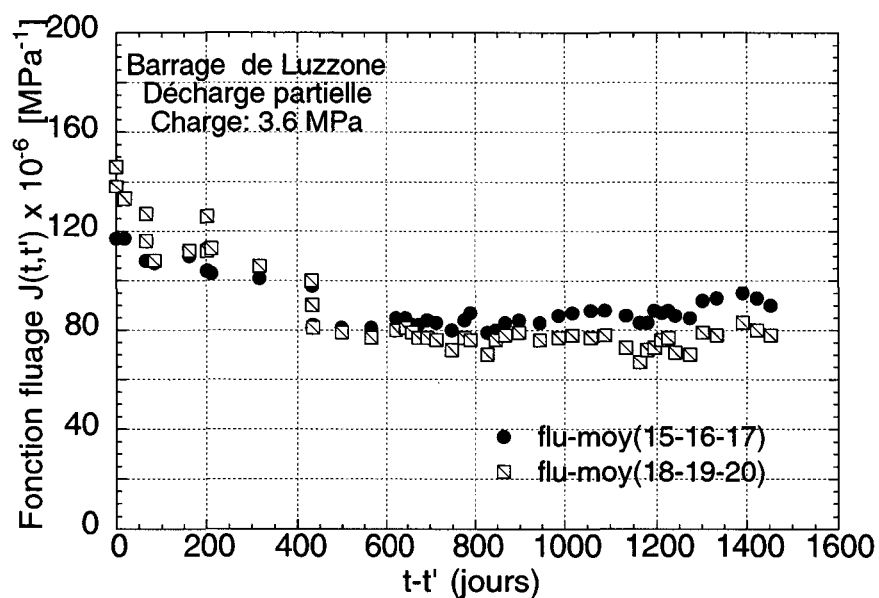


Figure 10-35 Comparaison des recouvrances moyennes des éprouvettes avec et sans séchage. Chargées durant 3.5 ans, et déchargées ensuite par paliers pour une période de 4.5 ans.

10.6 Etude de la linéarité du fluage par rapport à la contrainte

Nous observons sur la figure 10-36 que les fonctions fluage moyennes correspondant aux deux niveaux de chargement sont très proches. L'écart observé est faible par rapport à la dispersion des valeurs individuelles et peut être donc attribué au faible volume des éprouvettes et au faible facteur de répétition. Il se confirme donc que pour le béton de Luzzzone, même très âgé, le fluage reste à peu près directement proportionnel au taux de contrainte tant que la contrainte appliquée ne dépasse pas 30 à 40% de la contrainte de rupture en compression.

Alors que pour le béton de Mauvoisin figure 10-37, les fonctions fluage moyennes correspondant aux trois niveaux de chargement, sont proches pendant les 10 premiers jours de l'essai et s'éloignent ensuite. On ne peut pas se prononcer sur la proportionnalité entre la charge et le fluage, car un nombre faible d'éprouvettes ont été utilisées, et la dispersion des éprouvettes individuelles peut avoir des influences sur le résultat. Sur la figure 10-16, correspondant au taux de chargement de 30% de la charge de rupture, on peut observer la dispersion sur les résultats.

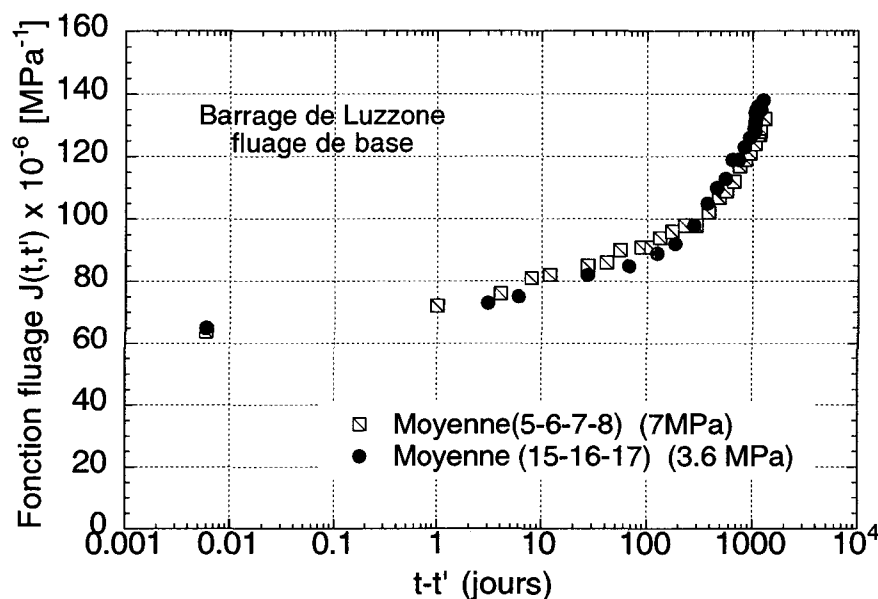


Figure 10-36 Moyennes des fonctions fluage, calculées pour chaque contrainte appliquée, correspondant aux éprouvettes étanchées.

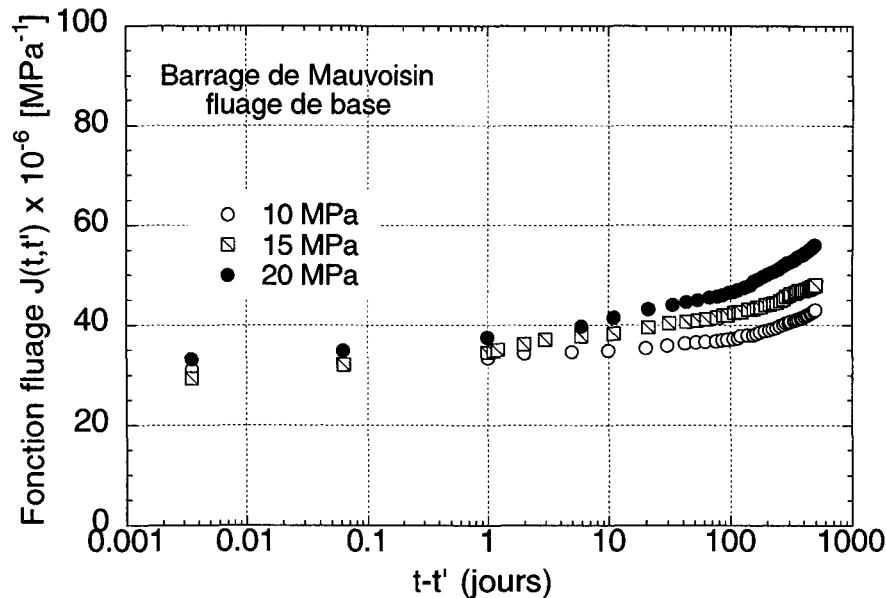


Figure 10-37 Moyennes des fonctions fluage, calculées pour chaque contrainte appliquée, correspondant aux éprouvettes étanchées

10.7 Etude des effets d'échelle

Un programme expérimental de fluage en compression a été lancé sur des éprouvettes de béton de différentes dimensions. Les éprouvettes ont été confectionnées au LMC en 1992 avec un D_{\max} de 65 mm et stockées dans la chambre humide. Les différentes éprouvettes ont été sciées dans le même bloc de béton (forme prismatique). Nous avons opté pour une partition progressive de la colonne initiale en 2 et 4 éprouvettes plus petites, les dimensions sont $20 \times 20 \times 60 \text{ cm}^3$, $20 \times 20 \times 30 \text{ cm}^3$ et $20 \times 20 \times 15 \text{ cm}^3$. La section des éprouvettes est maintenue constante, alors que la hauteur est variable.

Sur la figure 10-38, on observe une petite dispersion entre les deux éprouvettes, alors que sur la figure 10-39 correspondant à la deuxième partition, nous avons pratiquement la même fonction fluage pour les deux éprouvettes. Comme prévu, on observe sur la troisième partition une grande dispersion entre les éprouvettes. Plus la partition est fine figure 10-40, plus le contraste entre les propriétés de fluage augmente.

Ceci montre bien que nous avons un effet d'échelle en fluage, lorsque les éprouvettes n'ont pas le volume représentatif.

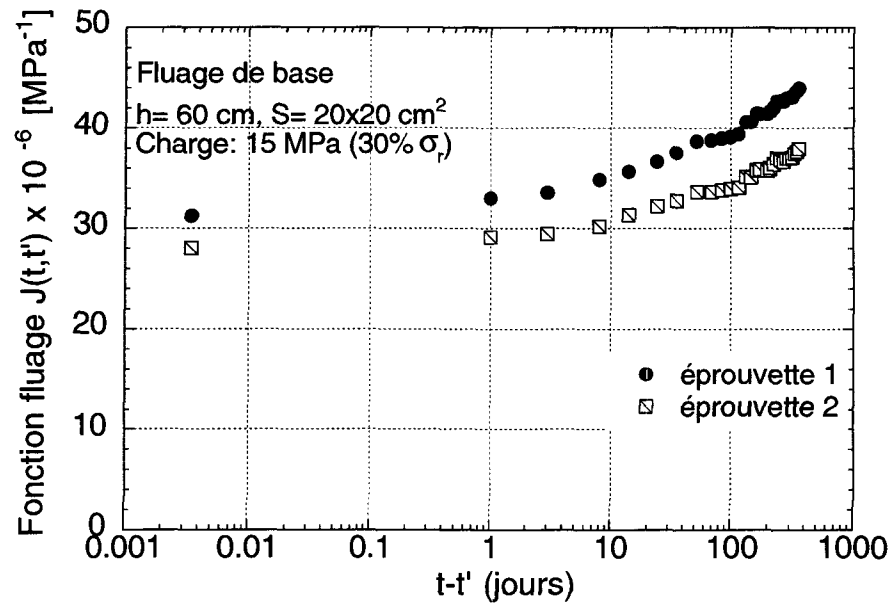


Figure 10-38 Déformation de fluage sur des éprouvettes prismatiques d'un béton confectionné au laboratoire Charge 15MPa (30% σ_r), température d'essai 20°C.

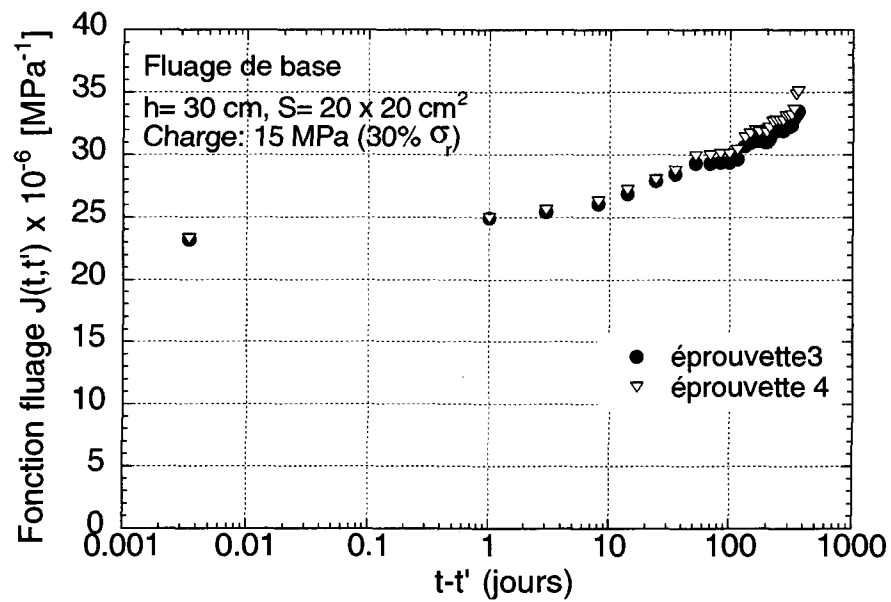


Figure 10-39: Déformation de fluage sur des éprouvettes prismatiques d'un béton confectionné au laboratoire Charge 15MPa (30% σ_r), température d'essai 20°C.

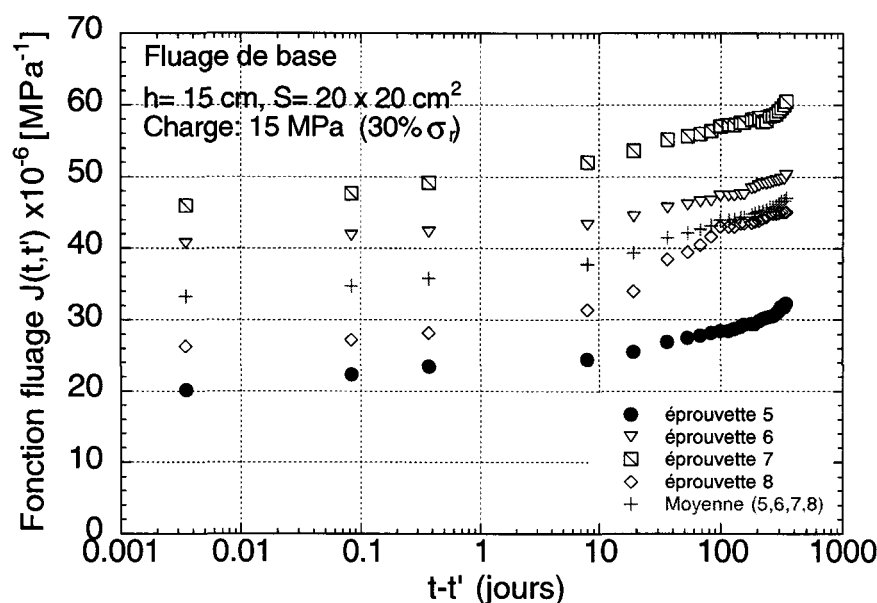


Figure 10-40 Déformation de fluage sur des éprouvettes étanchées prélevées sur le barrage de Mauvoisin. Charge 10 MPa ($20\% \sigma_r$), température d'essai 20°C .

10.8 Essais de déformation libre (retrait)

Différentes dimensions ont été utilisées pour mettre en évidence le problème d'effet d'échelle sur la cinétique de séchage. Les mesures de retrait montrent que la cinétique de retrait est plus grande sur les éprouvettes de petites dimensions (elles sèchent plus vite), il a été constaté aussi que la variation de la hauteur a une influence moindre sur le retrait que la variation de la section. On constate que pour un temps donné, le retrait diminue avec l'accroissement du rapport Volume/Surface (figure 10-44).

Les résultats de ces essais ont été comparés à ceux du programme précédent, ce qui nous a permis de faire des corrections sur la modélisation du retrait (programme à long terme). Les résultats de retrait du béton de Luzzzone obtenu après correction des mesures sont présentés sur la figure 10-45.

Nous avons effectué un essai de retrait sur une éprouvette témoin pour vérifier l'efficacité du type d'étanchéité utilisé, figure 10-41. Après une déformation mesurée durant les premières heures et qui est liée à la mise en place de l'appareillage, le retrait est resté pratiquement stable sur une durée de 2 ans. Ce type d'étanchéité est stable pour des essais de quelques années, mais pour des essais à long terme, il peut subir un endommagement lié à l'usure.

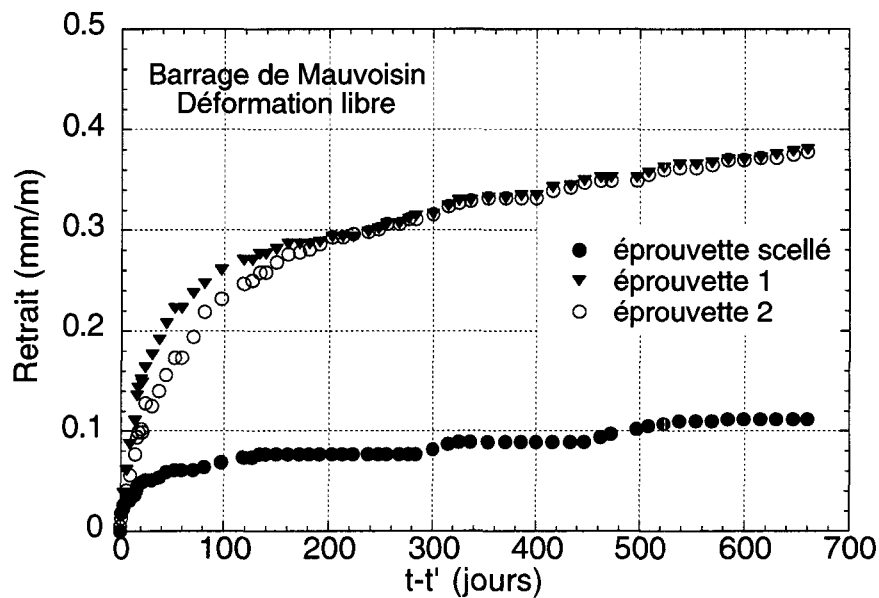


Figure 10-41 Déformation libre de retrait sur deux éprouvettes (diamètre=15 cm, hauteur=40 cm), ainsi que sur une éprouvette étanche de même dimensions.

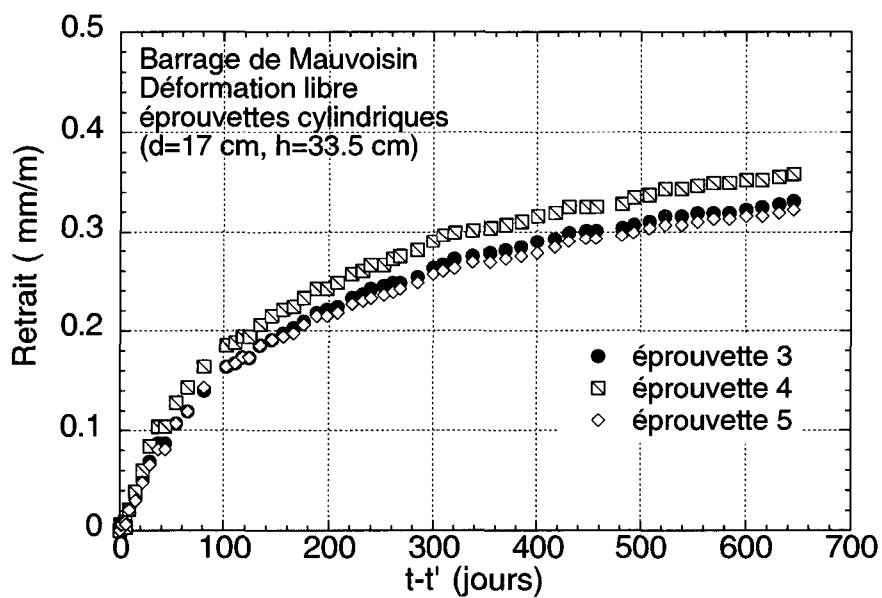


Figure 10-42 Déformation libre de retrait sur trois éprouvettes (diamètre=17 cm, hauteur=33.5 cm).

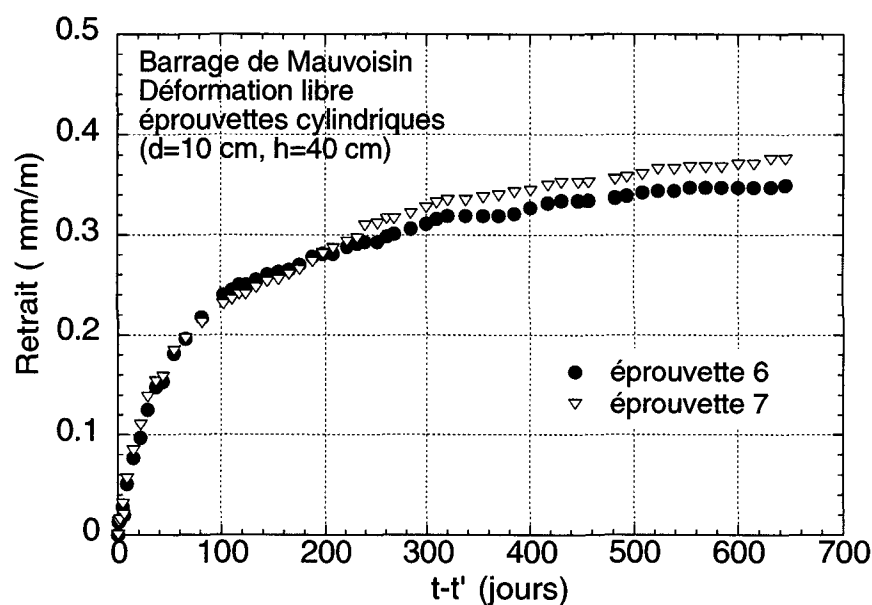


Figure 10-43 Déformation libre de retrait sur trois épreuvettes
(diamètre=17 cm, hauteur=33.5 cm).

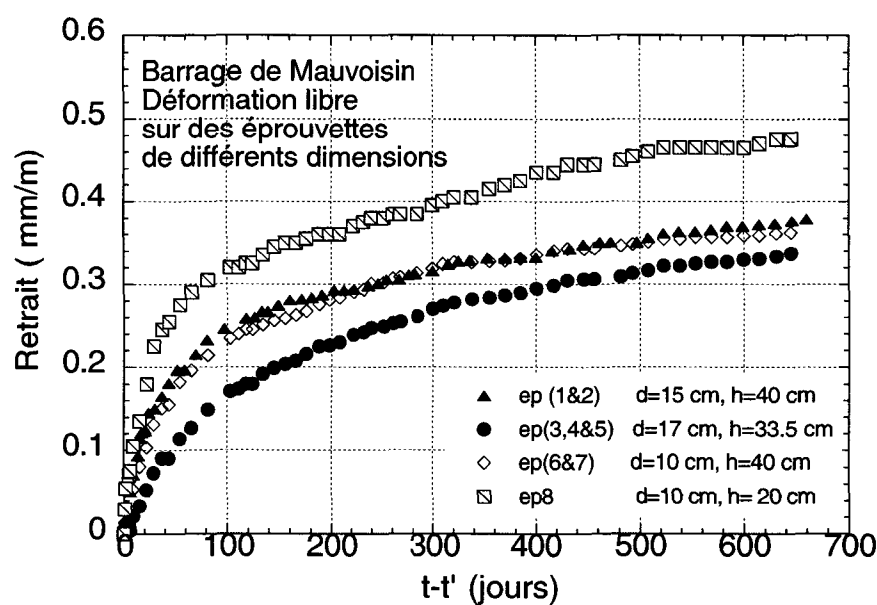


Figure 10-44 Déformation libre moyenne des épreuvettes de différents dimensions.

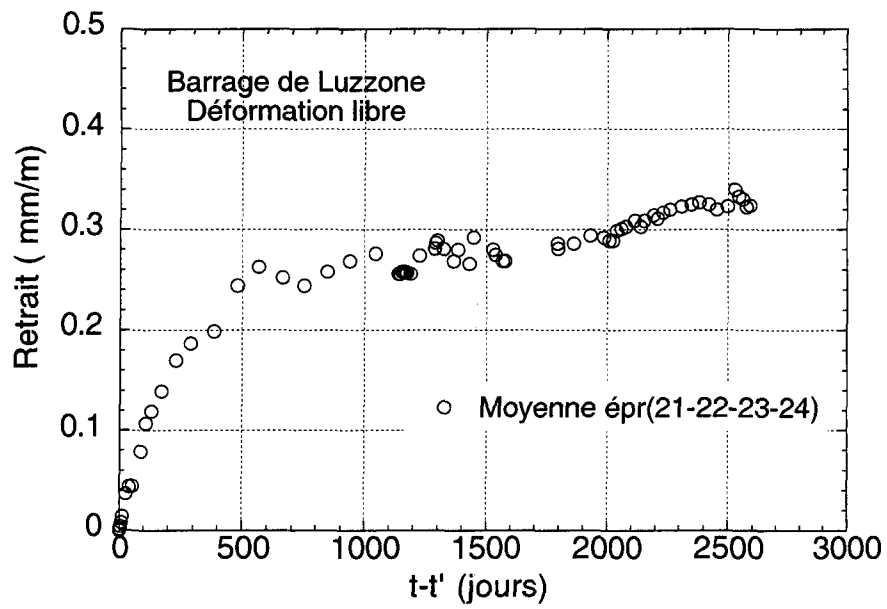


Figure 10-45 Déformation libre de retrait obtenue sur 4 éprouvettes cylindriques (diamètre= 20 cm, hauteur= 40 cm).

Chapitre 11

Conclusion de la deuxième partie

Les résultats d'essais de fluage à température ambiante et à des températures plus élevées ont été présentés. Deux types de bétons ont été utilisés, les éprouvettes ont été prélevées in situ par carottage sur les barrages de Luzzzone et de Mauvoisin. Les essais de fluage et de recouvrance à long terme, effectués sur le béton de Luzzzone à température ambiante ont été poursuivis sur une période de 10 ans.

Pour mettre en évidence l'influence de la température sur le fluage de base et déterminer l'énergie d'activation pour les deux bétons de Luzzzone et Mauvoisin, une simulation numérique a été effectuée pour optimiser le système de chauffage, ce qui nous a permis de concevoir un appareillage adapté à nos besoins. Le système de chauffage utilisé est souple et moins coûteux qu'une chambre climatique, il est constitué d'une natte chauffante, d'un régulateur PID, de sondes de températures PT100, et d'une isolation en fibre de verre.

Plusieurs facteurs ont été étudiés, l'étanchéité des éprouvettes pour distinguer le fluage de base et le fluage avec séchage, le taux de chargement pour vérifier la proportionnalité de la charge par rapport à la déformation, et les différentes tailles des éprouvettes pour vérifier l'influence des effets d'échelle et des conditions aux limites sur les fonctions fluage.

Les principaux résultats de cette étude expérimentale sont les suivants :

11.1 Fluage à température ambiante :

- Les déformations moyennes totales de fluage atteignent environ 2.5 à 3 fois les déformations instantanées
- La vitesse de fluage augmente très vite juste après le chargement et diminue ensuite au cours du temps.
- Après 10 ans de chargement, la cinétique de fluage diminue considérablement certes, mais nous n'avons pas constaté de stabilisation du fluage. Il est donc intéressant de considérer des modèles qui ne limitent pas le fluage de base par une asymptote

- Le fluage avec séchage (retrait déduit) est plus important que le fluage de base (effet Pickett). On constate également que le fluage avec séchage se stabilise plus rapidement que le fluage de base.
- Après 3 ans de chargement, les deux courbes de fluage avec et sans séchage se rejoignent. Ceci peut être expliqué par une mise en équilibre hygrique entre le béton et les conditions ambiantes pour les éprouvettes non étanchées, et par l'effet Pickett.
- L'étude de l'influence de l'âge de chargement effectué sur le béton de Luzzzone, a montré qu'il y avait des écarts entre les fonctions fluage, mais il n'est pas très important. Ceci montre que le vieillissement du béton continue avec une faible cinétique.
- Nous avons observé sur les éprouvettes soumises à une décharge recharge, que le fluage de base continue avec la même la vitesse qu'avant, alors que pour le fluage avec séchage, la déformation enregistrée après la recharge est plus faible qu'avant, et reste presque monotone.
- L'hypothèse de proportionnalité, des contraintes par rapport aux déformations, est vérifiée pour le béton de Luzzzone, mais pas pour le béton de Mauvoisin. Il est possible que le taux de chargement nécessaire pour rester dans le domaine linéaire soit plus faible que 40%.

11.2 Fluage à diverses températures

- L'amplitude et la cinétique du fluage sont plus importants pour des températures plus élevées
- Les déformations de fluage mesurées à 55°C, sont beaucoup plus élevées que celles mesurées à 40°C
- Le fluage à 55 °C est de 2 à 3 fois supérieur au fluage à 20°C
- Les calculs de l'énergie d'activation effectués sur les deux bétons de Mauvoisin et de Luzzzone, montrent une augmentation de l'énergie d'activation au cours de l'essai de fluage pour arriver à des valeurs de $E_a = 48.5$ KJ/mol pour le béton de Luzzzone et $E_a = 140$ KJ/mol pour le béton de Mauvoisin, respectivement ($\frac{E_a}{R} = 5836$ K) et ($\frac{E_a}{R} = 16847$ K).
- Le coefficient de dilatation thermique mesuré pour les deux bétons est $\alpha = 10.9 \times 10^{-6}$ [1/°C] pour le béton de Mauvoisin et $\alpha = 11.42 \times 10^{-6}$ [1/°C] pour le béton de Luzzzone.

11.3 La recouvrance

- L'amplitude de la recouvrance instantanée est plus faible que celle de la déformation instantanée obtenue au chargement et la recouvrance à long terme n'est pas totale.

- Le comportement à la décharge est caractérisé par une recouvrance partielle asymptotique, ce qui illustre le comportement visqueux partiellement irréversible du béton. C'est la conséquence du couplage entre le caractère vieillissant et le caractère viscoélastique du béton.

- Après une durée de deux ans de recouvrance, nous avons constaté certaines fluctuations des résultats qui sont dus aux variations hygriques dans le local d'essai, ces fluctuations suivent la même tendance pour les éprouvettes étanchées et non étanchées. Ceci peut être expliqué par l'usure de l'étanchéité avec le temps.

- Dans le cas de décharge partielle, la recouvrance est moins importante que celle qui a été mesurée lors de la décharge totale. L'histoire du chargement peut avoir des conséquences sur les déformations irréversibles.

11.4 Effet d'échelle

- La cinétique du retrait est plus grande sur les éprouvettes de plus petites dimensions
- La variation de la hauteur des éprouvettes a une influence moindre sur le retrait que la variation de la section.
- Les résultats de fluage obtenus sur des éprouvettes de différentes dimensions montrent bien que nous avons un effet d'échelle en fluage.

PARTIE III
MODELES PHENOMENOLOGIQUES
ET ANALYTIQUES

Chapitre 12

Théories et méthodes de prédiction du fluage à long terme

Bien que les recherches sur le fluage du béton datent de plusieurs années, les connaissances sur les mécanismes physiques du processus de fluage restent très insuffisantes pour décrire les lois constitutives des mécanismes se produisant au niveau microscopique. Cependant, la grande quantité d'essais de fluage publiés dans la littérature peut nous donner des informations suffisantes pour décrire les déformations du béton à l'échelle macroscopique. Ces connaissances ont permis l'élaboration des modèles phénoménologiques de fluage de plus en plus sophistiqués avec l'introduction de paramètres liés aux différents mécanismes du processus à l'origine du fluage.

12.1 Introduction

Le comportement en fluage des structures en béton est décrit par deux approches :

- L'estimation du comportement de la section transversale d'une structure en tenant compte de l'humidité relative moyenne et de la dimension
- L'analyse du fluage pas à pas en se basant sur des algorithmes numériques (l'approche en éléments finis), en tenant compte des contraintes internes, de l'humidité, et de la fissuration au niveau local.

Les deux approches se basent sur des lois de comportement du béton utilisant des paramètres identifiés sur la base des connaissances et des prédictions sur les propriétés du matériau. Les difficultés rencontrées dans les codes de calcul pour intégrer des modèles performants de fluage et du retrait du béton sont les suivantes :

- Le fluage est un phénomène complexe non linéaire qui n'est pas encore bien connu
- Le fluage et le retrait dépendent d'une multitude de paramètres inconnus par l'ingénieur lorsqu'il s'agit d'une structure particulière

- Le comportement non linéaire est dû à la distribution non uniforme de l'humidité dans une coupe transversale d'une section donnée soumise au séchage, aux contraintes internes élevées, et à la fissuration non uniforme.

Dans l'analyse linéaire du fluage, l'effet de la non-linéarité dû à la distribution non uniforme de l'humidité peut être prise en compte, par contre la non-linéarité due aux contraintes induisant le vieillissement est plus difficile à prendre en compte. Cela donne des modèles très complexes à implanter dans les codes.

Les codes de calcul utilisent des modèles linéaires pour modéliser le fluage et le retrait, avec deux types de formulations : la sommation et le produit.

Dans le modèle avec formulation en produit (appelé aussi modèle avec vieillissement), l'expression de la déformation de fluage est donnée par le produit d'une fonction décroissante qui tient compte de l'âge de chargement t_0 avec une fonction croissante représentant le développement du fluage sous charge dans le temps $(t - t_0)$

$$\varepsilon_{cc} \propto g(t_0) \cdot f(t - t_0) \quad (12-1)$$

Par contre dans le modèle, avec formulation en sommation (appelé aussi vitesse d'écoulement ou modèle de Dishinger), la fonction fluage est séparée en deux, l'élasticité retardée plus l'écoulement

$$\varepsilon_{cc} \propto g(t - t_0) + [f(t) - f(t_0)] \quad (12-2)$$

$g_2(t - t_0)$ est une fonction croissante représentant l'élasticité retardée et le terme $[f(t) - f(t_0)]$ en fonction du temps t représente l'écoulement relatif à la partie réversible du fluage.

La formulation du terme d'écoulement, ou l'effet de l'âge de chargement est représenté par une fonction du temps unique. Ce type de modèle a été utilisé dans le CEB-FIP 78. Le terme représentant l'écoulement peut être divisé en deux termes ; le premier représente l'écoulement qui se développe rapidement après le chargement et le deuxième est relatif à l'écoulement se produisant 24 heures après le chargement.

Dans les modèles de base utilisant les deux types d'équations, des fonctions supplémentaires peuvent être rajoutées pour tenir compte de la variation d'autres paramètres sur le fluage, tels que, la variation d'humidité, les dimensions de la structure, la composition du béton etc...

12.2 Le principe de superposition

La définition du fluage est donnée comme étant la déformation sous une charge constante. En réalité les charges d'une construction peuvent varier au cours du temps. Pour pouvoir calculer le fluage sous des charges variables, on introduit le principe de superposition qui a été proposé par Boltzmann (1872) dans le cas non vieillissant, puis par Volterra (1912) pour le cas vieillissant. Le principe de superposition a été utilisé pour la première fois pour le calcul de la recouvrance du béton par Mc Henry en 1943, selon ce principe une charge variable dans le temps peut être décomposée en différentes charges constantes. Le fluage provoqué par les charges constantes qui sont appliquées à des temps différents t_i est ensuite additionné linéairement, ceci est montré sur la figure 12-1 Cette hypothèse constitue la base d'un véritable modèle de comportement dans un certain domaine limité.

Le comportement linéaire vieillissant selon le principe de superposition est décrit, à contrainte imposée, par la loi :

$$\sigma(t) = \int_0^t R(t, t') : d\varepsilon(t') \quad (12-3)$$

et à déformation imposée, par la loi :

$$\varepsilon(t) = \int_0^t J(t, t') : d\sigma(t') \quad (12-4)$$

Dans ces expressions, $J(t, t')$ est la fonction fluage et $R(t, t')$ la fonction relaxation. Ces deux fonctions sont liées par une intégrale de Stieltjes.

Par conséquent pour une sollicitation, où $\Delta\sigma$ varie graduellement, la réponse en introduisant l'intégrale de Rieman peut s'écrire sous la forme :

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 : J(t, t_0) + \int_{t_0}^t J(t, t') : \frac{\partial\sigma}{\partial t'} . dt' \quad (12-5)$$

Dans le cas où la sollicitation σ présente plusieurs paliers, σ_i , introduits aux instants t_s la réponse serait

$$\varepsilon(t) = \sum_s \sigma_s : J(t, t_s) + \int_{t_0}^t J(t, t') : \frac{\partial \sigma}{\partial t'} . dt' \quad (12-6)$$

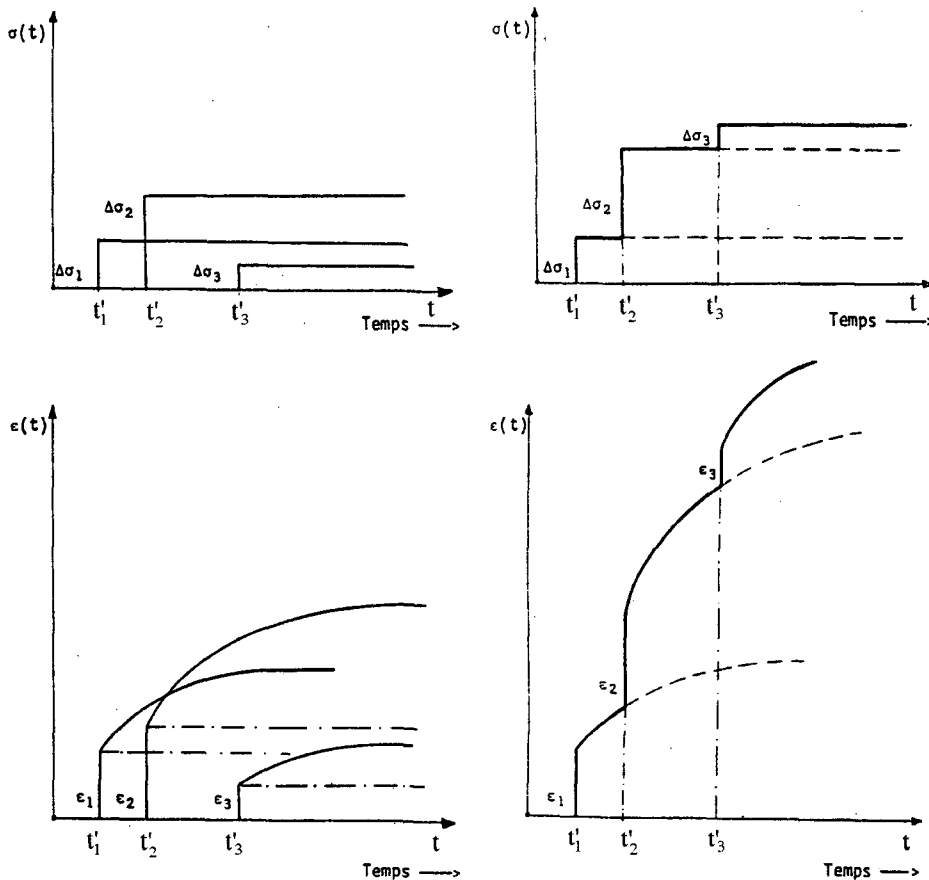


Figure 12-1: Principe de superposition pour le cas d'un chargement étagé.

La propriété de linéarité contient deux hypothèses : la propriété de proportionnalité de la déformation à la contrainte appliquée et la propriété d'additivité des déformations mécaniques totales. La proportionnalité de la déformation à un instant donné, à la contrainte appliquée est vérifiée pour des contraintes d'amplitudes inférieures à 40 % de la charge de rupture, figure 12-2, par contre, la propriété d'additivité des déformations pour un programme de chargement complexe est mal vérifiée.

Il est bien connu que le principe de superposition présente plusieurs limitations et qu'il est mal vérifié dans le cas d'un chargement non monotone ou de dessiccation significative. Cette non-

linéarité observée est liée à des phénomènes d'endommagement dans le béton. On peut observer la violation de ce principe sur la figure 12-3.

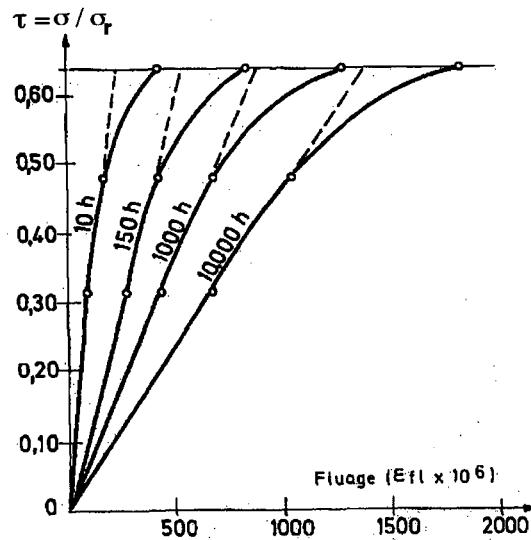


Figure 12-2 Proportionnalité de la déformation mécanique différée à la contrainte, d'après Gaucher (1982).

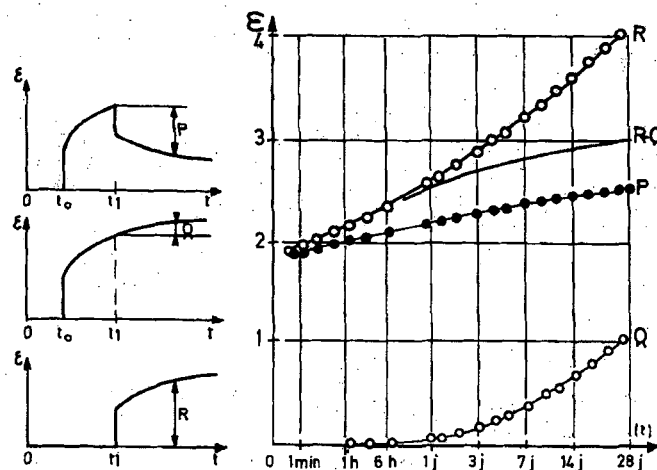


Figure 12-3 Etude de l'hypothèse d'additivité des déformations mécaniques totales, d'après Davies (1957), cité par Gaucher (1982).

Si la propriété d'additivité, ou le principe de superposition, était vérifiée, la relation $P = R - Q$ est applicable, mais on voit bien que cette hypothèse n'est vérifiée qu'approximativement.

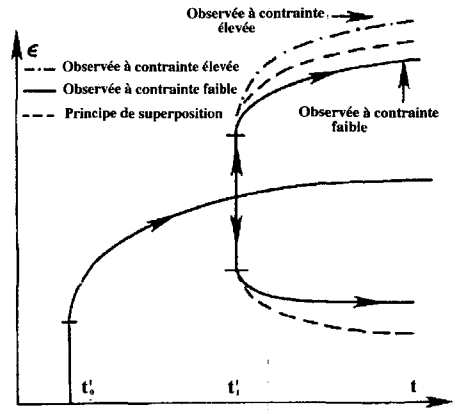


Figure 12-4 : Violation du principe de superposition.

Dans le cas de contrainte faible, le principe de superposition surestime la déformation réelle due à l'augmentation ou à la diminution de la charge d'un incrément. Par contre, dans le cas de contrainte élevée, le principe de superposition sous-estime le fluage, en cas d'augmentation de la charge et le surestime en cas de déchargement.

12.3 Les modèles phénoménologiques du fluage

La déformation totale d'un élément de béton soumis à une contrainte uniaxiale $\sigma(t')$ introduite à l'âge t' , maintenue jusqu'à l'âge t est donnée par :

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_e(t) + \varepsilon_f(t) + \varepsilon_r(t) + \varepsilon_T(t) \quad (12-7)$$

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_\sigma(t) + \varepsilon^0(t) \quad (12-8)$$

Avec $\varepsilon_e(t)$ la déformation instantanée élastique (réversible) si la valeur de la contrainte est faible, $\varepsilon_f(t)$ est la déformation due au fluage $\varepsilon_r(t)$ est la déformation due au retrait (ou gonflement), $\varepsilon_T(t)$ est la déformation due à la dilatation thermique (ou contraction). On peut aussi représenter la déformation totale par la déformation mécanique $\varepsilon_\sigma(t)$ plus la déformation physique $\varepsilon^0(t)$

$$\varepsilon_f(t) = \varphi(t, t') \varepsilon_e = C(t, t') \sigma \quad (12-9)$$

$$\varepsilon_\sigma(t) = \varepsilon_e + \varepsilon_f = \sigma J(t, t') \quad (12-10)$$

$$J(t, t') = \frac{\varepsilon_e + \varepsilon_f}{\sigma} = \frac{1}{E(t')} + C(t, t') = \frac{1 + \varphi(t, t')}{E(t')} \quad (12-11)$$

avec $J(t, t')$ la fonction fluage, $1/E(t')$ est la déformation instantanée à l'instant t' , $C(t, t')$ est le fluage spécifique et $\varphi(t, t')$ est le coefficient de fluage.

Les résultats expérimentaux sont souvent ajustés par des expressions mathématiques, dans lesquelles le coefficient de fluage, $\varphi(t, t')$ est décrit par une formulation en produit, comme dans l'équation (12-1) :

$$\varphi(t, t') = g(t')f(t - t')$$

Ainsi, toutes les courbes de fluage seraient semblables, avec un facteur de similitude $g(t')$ qui dépend de l'âge du béton au moment t du chargement.

12.3.1 Les expressions mathématiques de la fonction fluage

Les expressions mathématiques proposées peuvent être divisées en deux catégories : celles qui tendent vers une valeur limite (les fonctions hyperbolique et exponentielle) et celles qui augmentent indéfiniment (les fonctions puissance et logarithmique). Donner une valeur limite de fluage n'a pas de justification expérimentale. Les essais de fluage de base à long terme effectués dans notre laboratoire n'ont pas atteint de valeurs limite.

12.3.1.1 La fonction puissance

Cette expression a été proposée pour la première fois pour le béton par Straub (1930), qui a exprimé le fluage par une fonction puissance en fonction du temps sous la forme suivante :

$$f(t - t') = \alpha (t - t')^m \quad (12-12)$$

La fonction puissance, donne de bons résultats au jeune âge, mais elle surestime le fluage à long terme. Malgré cela, elle reste la fonction la plus utilisée pour la modélisation du fluage de base (éprouvette de béton étanchée).

12.3.1.2 La fonction logarithmique

L'expression logarithmique a été proposée la première fois par Hanson (1953), elle est donnée sous la forme suivante :

$$f(t-t') = \alpha + \beta \log[1 + (t-t')] \quad (12-13)$$

Les coefficients α et β sont des constantes dépendant des propriétés du matériau, cette expression surestime le fluage à long terme.

12.3.1.3 La fonction exponentielle

$$f(t-t') = c \left(1 - e^{-\frac{(t-t')}{\tau}}\right) \quad (12-14)$$

Cette expression présente une valeur limite, elle est facilement liée aux modèles rhéologiques et à la représentation par les variables d'état. L'utilisation des chaînes de maxwell ou de kelvin pour la modélisation des résultats expérimentaux donnent de bons résultats, particulièrement en simulation numérique.

12.3.1.4 La fonction hyperbolique

La fonction hyperbolique proposée par Ross (1937), est donnée sous la forme suivante :

$$f(t-t') = \frac{(t-t')}{\alpha + \beta(t-t')} \quad (12-15)$$

Les coefficients α et β , peuvent facilement être déterminés pour les essais à court terme et à l'infini, lorsque le coefficient de fluage total est égal à $\frac{1}{\beta}$.

Comme pour la fonction exponentielle, l'expression hyperbolique sous-estime les valeurs de fluage à long terme. L'ACI, utilise une expression hyperbolic-puissance donnée sous la forme suivante :

$$f(t-t') = \frac{\alpha(t-t')^n}{\beta + (t-t')^n} \quad (12-16)$$

12.3.2 Les différents modèles de calcul du fluage

Dans ce paragraphe, nous n'avons pas la prétention de citer tous les différents modèles réglementaires de prévisions des déformations différées existants à travers le monde. Nous ne citerons que les modèles les plus connus, et une attention particulière sera donnée à trois modèles, considérés comme les plus performants selon la dernière rencontre de la RILEM consacrée à ce sujet.

Le modèle CEB-FIP (1978) :

$$J(t, t') = \frac{1}{E_c(t')} + \frac{\varphi_{28}(t, t')}{E_{c28}} \quad (12-17)$$

avec $\varphi_{28} = k_c k_d k_b k_e k_t$

Le modèle ACI :

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t')} + \frac{\varphi_0(t, t')}{E_c(t')} \quad (12-18)$$

Le modèle de Bazant-Panula (1978) : La loi double puissance pour le fluage de base :

$$J(t, t') = \frac{1}{E_0} + \frac{\Phi_1}{E_0} (t'^{-m} + \alpha)(t - t')^n \quad (12-19)$$

Bazant et Chern (1985): la loi log double puissance

$$J(t, t') = \frac{1}{E_0} + \frac{\Psi_0}{E_0} \ln [1 + \Psi_1 (t'^{-m} + \alpha)(t - t')^n] \quad (12-20)$$

avec $\Psi_0 = \frac{\Phi_1}{\Psi_1}$

Béton avec séchage (Acker 1978) :

Acker a proposé une fonction de type hyperbo-parabolique qui s'ajuste facilement à des résultats expérimentaux comportant un infléchissement à long terme.

$$J(t, t') = \frac{1}{E(t')} + \varepsilon_{\infty}(t') \left[\frac{(t - t')^{\alpha}}{(t - t')^{\alpha} + b} \right]^{1/2} \quad (12-21)$$

avec $\varepsilon_{\infty}(t')$: la déformation de fluage à l'infini, et les paramètres α et β , sont des constantes du matériau adapté à la cinétique du fluage.

La recommandation de l'ACI 209 (1971-1992) :

Le modèle s'appuie sur les travaux de Branson et Meyers, il est basé sur une fonction de type hyperbolique

$$J(t, t') = \frac{1}{E(t')} (1 + \varphi_{\infty} \frac{(t - t')^{0.6}}{10 + (t - t')^{0.6}}) \quad (12-22)$$

avec

$$\varphi_{\infty} = 2.35 k_1(t') k_2(HR) k_3(D) k_4(\text{consistance}) k_5(\text{finesse}) k_6(\text{air})$$

k_1 donne l'influence de l'âge de chargement et dépend des conditions de cure ; k_2 tient compte de l'humidité relative ($k_2 = 1$ pour $HR \leq 40\%$) ; k_3 prend en considération les dimensions transversale de la section (rayon moyen) ; k_4 est fonction de la consistance du béton frais ; k_5 est un paramètre de composition dépendant de la teneur en fines ($\phi_{\max} \leq 4.8 \text{ mm}$) ; k_6 est un paramètre de composition dépendant de la teneur en air.

Le code IS 1343 utilisé en Inde :

La déformation ultime du fluage est calculée par :

$$\varepsilon_r^u = 17.5 \left(\frac{1.25 - H}{0.25} \right) \left(\frac{400}{f_{cu}} \right) \left(\frac{f_{cu}}{f_{ci}} \right) 10^{-6} \quad (12-23)$$

H : l'humidité ambiante moyenne (0.2-0.5 sec ; 0.75 - 0.9 humide; 1 moyen) f_{cu} : résistance à 28 jours

Draft Australian Standart, (1986) :

$$J(t, t') = \frac{1}{E(t')} (1 + k_1 k_2 \varphi_{cc.b}) \quad (12-24)$$

Norme SIA 162 : La déformation résultante du fluage est donnée par :

$$\varepsilon_{cc} = \varphi(t, t') \varepsilon_{c,el} \quad (12-25)$$

$$\varphi(t, t') = \varphi_1 \psi_1 J(t, t') \quad (12-26)$$

$\varphi(t, t')$: coefficient de fluage, φ_1 : facteur dépendant de l'humidité relative, ψ_1 : Facteur dépendant de l'âge de chargement $J(t, t')$: fonction fluage

Norme BPEL :

$$\varepsilon_{fl} = \varepsilon_{ic} K_{fl} f(t') \cdot f(t - t') \quad (12-27)$$

avec

$$K_{fl} = k_s [k_e + k_c \cdot k(t)] \quad (12-28)$$

et

$$f(t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + 5\sqrt{r_m}} \quad (12-29)$$

r_m : Rayon moyen de la pièce

Norme Eurocode 2 :

$$J(t, t') = \frac{1}{E_c(t')} + \frac{\varphi(t, t')}{E_{c28}} \quad (12-30)$$

avec

$$\varphi(t, t') = \phi_0 \cdot \beta_c(t - t') \quad (12-31)$$

et

$$\phi_0 = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t') \quad (12-32)$$

12.3.3 Les modèles phénoménologiques les plus performants

Plusieurs comités ont été créés dans le cadre de la RILEM, du CEB et de l'ACI pour essayer d'uniformiser la réglementation concernant la modélisation du fluage et du retrait. Ces travaux ont abouti à la confrontation de trois modèles les plus performants :

- Le modèle B3 de Bazant et Baweja proposé dans le cadre de la commission TC107 de la RILEM.
- Le modèle CEB-FIP MC 90, établi par Müller et Hilsdorf et qui a été repris dernièrement dans L'Eurocode 2.
- Le modèle GZ de Gardner et Zhao publié dans le journal de L'ACI, en prévision de remplacer le modèle en vigueur L'ACI 209.

12.3.3.1 Le modèle B3 (RILEM TC 107) Z.B Bazant & S.Baweja

$$J(t, t') = q_1 + C_0(t, t') + C_d(t, t', t_0) \quad (12-33)$$

$q_1 = 1/E_0$ est la déformation instantanée

Fluage de base

$C_0(t, t')$ est la fonction de complaisance pour le fluage de base (sans séchage)

$$C_0(t, t') = q_2 Q(t, t') + q_3 \ln[1 + (t - t')^{0.1}] + q_4 \ln\left(\frac{t}{t'}\right) \quad (12-34)$$

$Q(t, t')$ est une intégrale binomiale qui n'a pas d'expression analytique. q_1, q_2, q_3, q_4 sont les paramètres de composition du modèle, t est l'âge du béton en jours, t' représente l'âge de chargement, et t_0 l'âge au début du retrait.

$$\begin{aligned} q_1 &= 0.6 \times 10^{-6} / E_{28} ; \quad E_{28} = 57000 (f'_c)^{1/2} \\ q_2 &= 451.1 C^{0.5} (f'_c)^{-0.9} \\ q_3 &= 0.29 (E/C)^4 q_2 \\ q_4 &= 0.14 (A/C)^{-0.7} \end{aligned}$$

Dans la version simplifiée, dite B3S, du modèle B3, l'expression $C_0(t, t')$ prend la forme de la fonction log-double puissance définie par :

$$C_0(t, t') = q_0 \ln \left\{ 1 + \Psi [(t')^{-m} + \alpha] (t - t')^n \right\} \quad (12-35)$$

avec $m = 0.5, n = 0.1, \alpha = 0.001, \Psi = 0.3$ et $q_0 = 2408 f'_c^{-0.5}$

Le retrait

$$\varepsilon_{sh}(t, t_0) = -\varepsilon_{sh\infty} k_h S(t) \quad (12-36)$$

le temps de cure :

$$S(t) = \tanh(t - t_0 / \tau_{sh})^{1/2} \quad (12-37)$$

le facteur dépendant de l'humidité

$$k_h = \begin{cases} 1 - h^3 & \text{pour } h \leq 0.98 \\ -0.2 & \text{pour } h = 1 \end{cases} \quad (12-38)$$

$$\varepsilon_{sh\infty} = \alpha_1 \alpha_2 [0.019 w^{2.1} (f_c)^{-0.28} + 270] \quad (12-39)$$

α_1, α_2 facteurs dépendant du type de ciment et de la cure. $\alpha_1=1$ pour le ciment de type I, 0.85 pour le ciment de type II, et 1.1 pour le ciment de type III. $\alpha_2=0.75$, pour une cure vapeur, 1, pour une cure humide à 100% HR, 1.2, pour un béton étanchée durant la cure

Le facteur d'effet d'échelle est donné par : $\tau_{sh} = k_t (k_s D)^2$, avec $D = 2v / S$, l'épaisseur effective, la fonction k_t dépend de t_0 et de la résistance moyenne à la compression du béton, k_s est une constante dépendante de la forme de la section; en première approximation $k_s=1$. Dans le modèle simplifié B3S, $\tau_{sh} = 4.9 D^2$

Le fluage avec séchage

$C_d(t, t', t_0)$ est la fonction de complaisance pour le fluage de dessiccation (avec séchage)

$$C_d(t, t', t_0) = q_5 [e^{-8H(t)} - e^{-8H(t')}] \quad \text{pour } t' \geq t_0 \quad (12-40)$$

$$q_5 = 7.57 \cdot 10^5 f_c'^{-1} \cdot \varepsilon_{sh\infty}^{-0.6} \quad (12-41)$$

La validité du modèle

$$\begin{aligned} 17\text{MPa} &\leq f_c \leq 70\text{MPa} \\ 160\text{kg/m}^3 &\leq c \leq 720\text{kg/m}^3 \\ 0.35 &\leq e/c \leq 0.85 \\ 2.5 &\leq a/c \leq 13.5 \end{aligned} \quad (12-42)$$

Dans le modèle simplifié B3S

$$C_d(t, t', t_0) = q_5 [e^{-3H(t)} - e^{-3H(t')}] \quad \text{pour } t' \geq t_0 \quad (12-43)$$

et

$$q_5 = 6000(f_c)^{-1} \quad (12-44)$$

12.3.3.2 Le modèle de N.J Gardner et J.W.Zhao

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_r(t) + \frac{\sigma_0}{E_{cmt_0}} + \frac{\sigma_0}{E_{cmt_{28}}} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (12-45)$$

Avec E_{cmt_0} : Module d'élasticité au chargement, $E_{cmt_{28}}$: Module d'élasticité à 28 jours, avec E_{cmt} le module d'élasticité à l'âge t et f_{cmt} la résistance à la compression à l'âge t

$$f_{cmt} = f_{cm28} \frac{t^{3/4}}{a + bt^{3/4}} \quad (12-46)$$

avec : $a = 2.8$ et $b = 0.77$ pour un ciment de type I

Le fluage

$$\varphi(t, t_0) = \Phi(t) \cdot \Phi(t_c) \left(\frac{f_{cm28}}{f_{cmt0}} \right) \left[1.5 + 3 \left(\frac{25}{f_{cmt0}} \right)^{1/2} (1 - 1.086h^2) \left(\frac{t - t_0}{t - t_0 + 0.05 \cdot (V/S)^2} \right) \right] \quad (12-47)$$

$$\varphi(t) = \left[\frac{7.27 + \ln(t - t_0)}{17.18} \right] \quad (12-48)$$

$$\text{pour } t_0 > t_c \quad \Phi(t_c) = \sqrt{1 - \frac{\varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{sh}(20000 - t_c)}} \quad (12-49)$$

Le retrait

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{shu} \beta(h) \beta(t), \text{ avec } \beta(h) = (1 - 1.18h^4) \quad (12-50)$$

$$\varepsilon_{shu} = 900 K \left(\frac{f_{cm28}}{f_{cmic}} \right)^{1/2} \left(\frac{25}{f_{cm28}} \right)^{1/2} 10^{-6} \quad (12-51)$$

$$\beta(t) = \left[\frac{7.27 + \ln(t - t_c)}{17.18} \right] \left[\frac{t - t_c}{t - t_c + 0.015 \cdot (V/S)^2} \right] \quad (12-52)$$

h = L'humidité relative (décimal), t = l'âge du béton (jours), t_c = l'âge de début du séchage (jours). t_0 = l'âge de chargement (jours), $K=1$ pour un ciment de type I, V/S = le rapport du volume/surface (mm), f_{cm28} = résistance à la compression à 28 jours (MPa), f_{cmic} = résistance à la compression au début du séchage (MPa), f_{cmr0} = résistance à la compression au chargement (MPa).

12.3.3.3 Le modèle CEB-FIP MC90 (H. S. Muller & H. K. Hilsdorf)

$$J(t, t') = \frac{1}{E_{ci}(t')} + \frac{\varphi_0(t')}{E_{c28}} \left[\frac{(t - t')}{\beta_h + (t - t')} \right]^{0.3} \quad (12-53)$$

avec:

$$\beta_h = 1.5 \left\{ 12 + (0.012 \text{ HR})^{18} \right\} h + 250 < 1500 \quad (12-54)$$

et

$$\varphi_0(t') = \left\{ 1 + \frac{1 - 0.01 \text{ HR}}{0.1 \sqrt[3]{h}} \right\} \left\{ \frac{16.8}{\sqrt{f_{c28}}} \right\} \left\{ \frac{1}{0.1 + t'^{0.2}} \right\} \quad (12-55)$$

t, t' (jours), h désigne l'épaisseur effective (mm), HR l'humidité relative (%). $E_{ci}(t') = \beta_E \cdot E_{c28}$

La validité du modèle

$$12 < f_{ck} < 80 \text{ MPa} \quad (12-56)$$

Modèle valable pour les bétons de structures traditionnels, il est non applicable pour les bétons légers et dans le cas des conditions climatiques très sèches.

12.3.4 Comparaison des performances des modèles

Plusieurs modèles sont proposés dans la littérature pour la prévision des déformations différées du béton. Il est donc très difficile pour un ingénieur concepteur de choisir entre ces différents modèles et d'opter pour un modèle précis. Cette difficulté est liée au fait que les modèles sont basés sur une décomposition différente des déformations, ainsi qu'aux nombres et aux types de paramètres utilisés pour décrire les propriétés physiques et mécaniques du matériau. Pour les trois modèles cités ci-dessus, nous pouvons rappeler quelques différences. Pour des raisons historiques, les modèles de L'Eurocode 2 (EC2), l'ACI92 et GZ, utilisent le concept adimensionnel de coefficient de fluage et non la fonction fluage comme pour le modèle B3.

Le facteur r_m (rayon moyen) est défini différemment suivant le type de modèle, ce facteur est donné comme étant le rapport entre le volume V et la surface extérieure S de l'élément. $r_m = V/S$ pour les modèles de l'ACI209 et GZ, et $2V/S$ pour le modèle B3. Par contre, pour le modèle EC2, ce facteur est donné comme étant le rapport entre la section transversale A et le périmètre de l'élément u , $r_m = 2A/u$.

La mesure des performances de ces modèles reste très difficile, car il n'existe pas de méthode quantitative reconnue, la seule méthode utilisée pour le moment est celle d'appliquer ces modèles à des résultats expérimentaux de retrait et de fluage en compression existant dans la base de donnée de la RILEM. Les résultats de ces mesures montrent qu'il existe une variabilité de prévisions importante pour le retrait et le fluage.

Chapitre 13

Modélisation des résultats expérimentaux

13.1 Fluage de base à température ambiante (20°C)

Pour modéliser les résultats expérimentaux de fluage à long terme, obtenus sur des éprouvettes étanchées, chargées durant 10 ans, nous avons choisi parmi les nombreux modèles phénoménologiques cités dans le paragraphe (12.3), ceux qui donnent les résultats les plus satisfaisants. Nous avons constaté que le fluage de base du béton de barrage se modélise bien par le modèle parabolique, même lorsque le béton est âgé ($t' = 30$ ans) et la durée de chargement est très importante. L'ajustement des mesures expérimentales par les différents modèles utilisés, ainsi que la détermination des paramètres propres à chaque modèle, ont été effectués par la méthode des moindres carrés. Les résultats de cet ajustement par le modèle double puissance de Bazant-Panula (1978), Eq. (12-19), et par le modèle log double puissance de Bazant-Chern (1985), Eq. (12-20), sont présentés sur les figures 13-1 et 13-2.

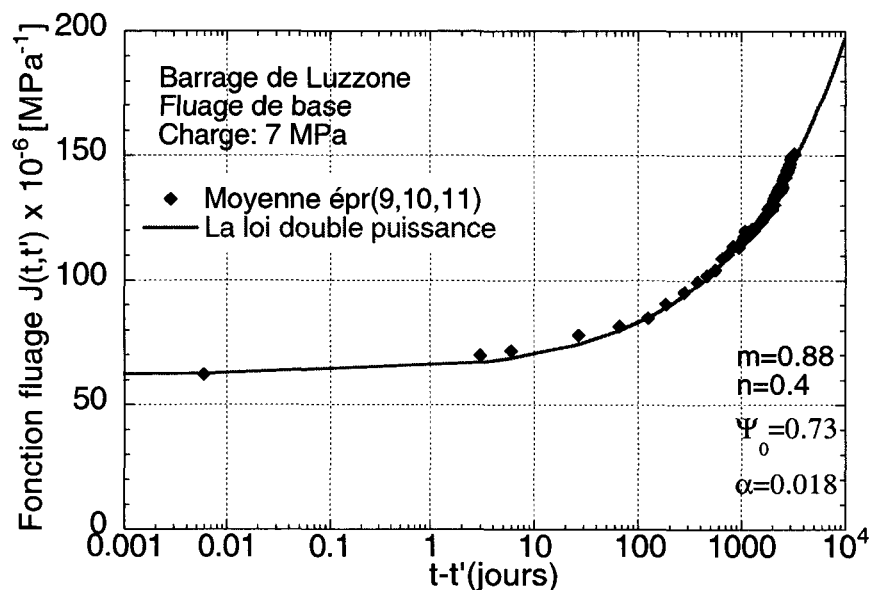


Figure 13-1 Modélisation de la fonction fluage par le modèle de Bazant (Loi double puissance).

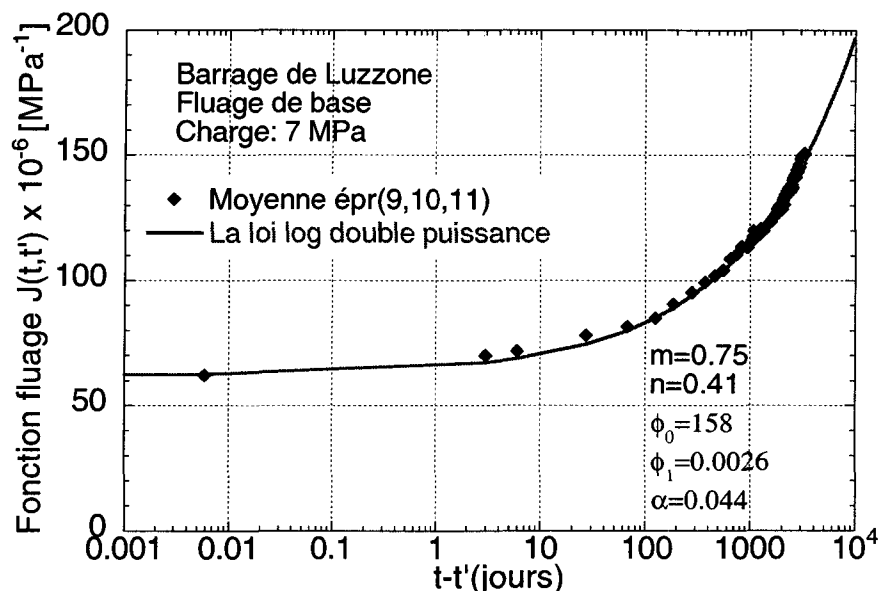


Figure 13-2 Modélisation de la fonction fluage par le modèle de Bazant (Log-double puissance).

Afin d'éviter l'influence des dimensions physiques des variables affectées d'exposants sur les valeurs des paramètres, nous proposons un modèle parabolique modifié plus simple que le modèle parabolique de Bazant, avec la réduction du nombre de paramètres. Cette forme du modèle parabolique a été inspirée du modèle proposé par Huet (1963) pour d'autres matériaux viscoélastiques (matériaux hydrocarbonés), elle ne fait intervenir le temps que par des variables réduites sans dimensions. Après des essais de fluage effectués sur le même béton sur des âges différents, nous avons constaté que le vieillissement n'était pas important. Pour cette raison, nous avons considéré le cas non vieillissant dépendant de la température :

$$J(t - t', T) = A_0 \left[1 + \left(\frac{t - t'}{\tau(T)} \right)^k \right] ; t \geq t' ; 0 < k < 1 \quad (13-1)$$

avec $A_0 = 1/E_0$ la complaisance instantanée, t temps de durée de charge, t' l'âge de chargement, T température et k paramètre du matériau. Le paramètre τ a un sens physique important, il représente le temps de doublement de la déformation instantanée. La modélisation des résultats expérimentaux par ce modèle est présentée sur la figure 13-3. On notera que dans le modèle double puissance de Bazant, le paramètre qui représente la complaisance instantanée est indépendant de t' ; il ne représente pas la déformation élastique au sens classique, et il n'a pas de sens physique, et le coefficient m qui est déterminé en fonction de l'âge t' a été pris dans la littérature.

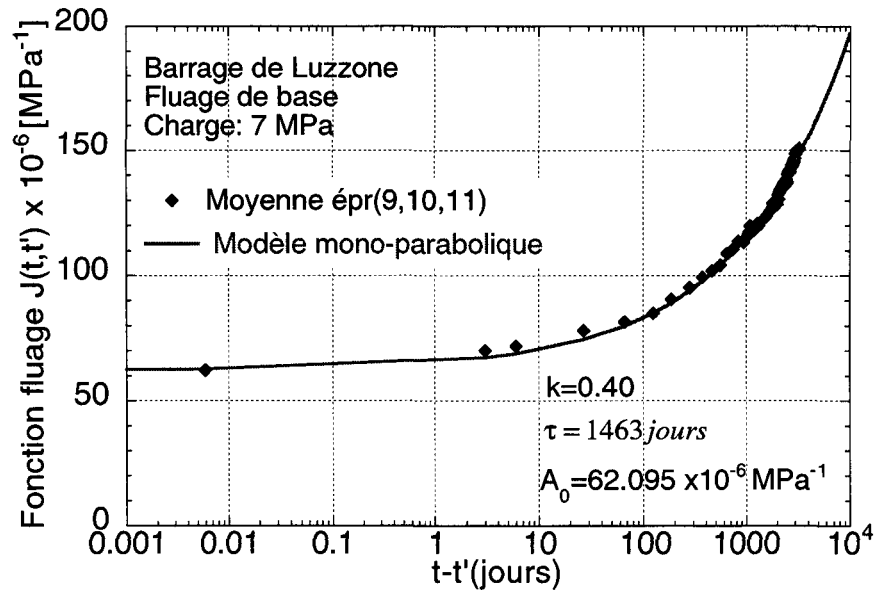


Figure 13-3 Modélisation de la fonction fluage par le modèle mono-parabolique de Huet.

13.2 Fluage de base à diverses températures

L'ajustement des résultats expérimentaux à diverses températures par le modèle mono-parabolique de Huet eq. 13-1 est donné sur les figures 13-4 et 13-5.

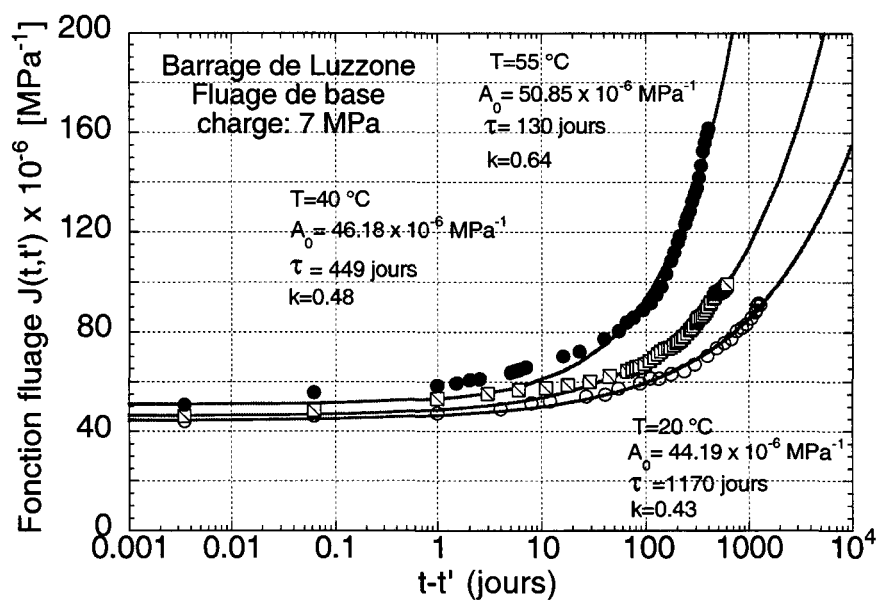


Figure 13-4 Modélisation de la fonction fluage par le modèle mono-parabolique de Huet (béton de Luzzone).

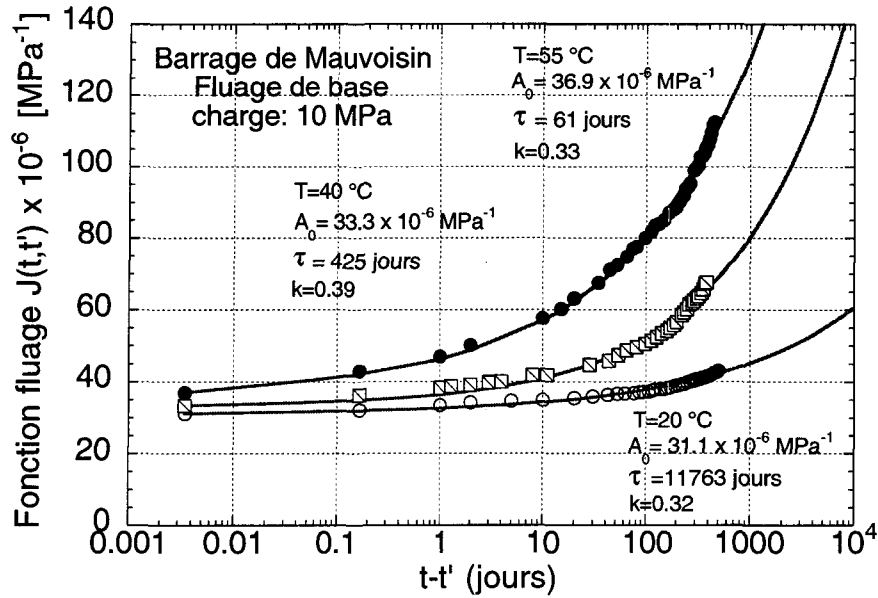


Figure 13-5 Modélisation de la fonction fluage par le modèle de mono-parabolique de Huet (béton de Mauvoisin).

Comme nous l'avons observé sur les figures 13-4 et 13-5, le modèle mono-parabolique s'ajuste bien sur les résultats de fluage à diverses températures. Les valeurs de τ diminuent pour des températures plus élevées, car le doublement de la déformation instantanée est atteint pour des temps plus courts. Le coefficient k varie aussi avec la température. Pour tenir compte de la variation de la température, il est intéressant d'introduire la théorie de la cinétique à travers les paramètres utilisés dans ces modèles.

Pour modéliser le fluage à diverses températures, nous proposons le modèle bi-parabolique Huet (1963), donné sous la forme suivante :

$$J(t-t', T) = A_0 \left[1 + \left(\frac{t-t'}{\tau(T)} \right)^k + \left(\frac{t-t'}{\tau(T)} \right)^h \right] \quad (13-2)$$

avec $A_0 = 1/E_0$ la complaisance instantanée, t temps de durée de charge, t' l'âge de chargement, T la température, et k et h les paramètres du matériau.

L'effet de la température est pris en compte par l'introduction de la loi d'Arrhenius à travers la valeur $\tau(T)$ donnée par :

$$\tau(T) = \tau_0 e^{\frac{E_a}{RT}} \quad (13-3)$$

En substituant (13-3) dans (13-2), le modèle bi-parabolique prend la forme suivante :

$$J(t-t', T) = A_0 \left[1 + \left(\frac{t-t'}{\tau_0} \right)^k e^{-\frac{kE_a}{RT}} + \left(\frac{t-t'}{\tau_0} \right)^h e^{-\frac{hE_a}{RT}} \right] \quad (13-4)$$

Cette équation montre que la déformation de fluage peut être décomposée en trois déformations, la première est constante, indépendante de la température et du temps de charge, alors que la deuxième et la troisième dépendent du temps par des fonctions paraboliques de degré k et h , et de la température par des mécanismes mettant en jeu les énergies d'activations $E_1 = kE_a$ et $E_2 = hE_a$.

Cette approche à deux énergies d'activation est conforme aux observations expérimentales et conduit à de meilleurs résultats par rapport à l'approche avec une seule énergie d'activation. Au chapitre 10, paragraphe 10.2, il a été montré que l'énergie d'activation augmente au cours de l'essai pour atteindre une valeur finale correspondant à E_a . Les paramètres k et h doivent être compris entre 0 et 1. La première fonction parabolique de degré k (proche de 0) modélise la partie du fluage correspondant à des temps de chargement courts, avec une énergie d'activation faible, et la deuxième fonction parabolique de degré h (proche de 1) modélise assez bien la partie du fluage correspondant à des temps de chargement plus importants, avec des mécanismes mettant en jeu une énergie d'activation plus grande, proche de l'énergie d'activation finale E_a .

L'ajustement de ce modèle sur les résultats expérimentaux de fluage à diverses températures obtenues sur le béton de Luzzzone est présenté sur la figure 13-6, avec $\frac{E_a}{R} = 6000 K$ l'énergie d'activation déterminée sur les essais, $\tau_0 = 4.8 \times 10^{-6}$ jours, $k = 0.4$ et $h = 0.9$. Les paramètres utilisés dans ce modèle E_a et τ_0 , k , et h semblent donc caractériser convenablement le matériau, ils sont fixés pour les trois températures d'essais. En revanche, le facteur A_0 , est déterminé pour chaque température.

La modélisation des résultats expérimentaux de fluage à diverses températures par le modèle bi-parabolique à deux énergies d'activation, donne des résultats satisfaisants. Le modèle s'ajuste bien à court et à long terme, comparativement au modèle mono-parabolique avec une seule énergie d'activation.

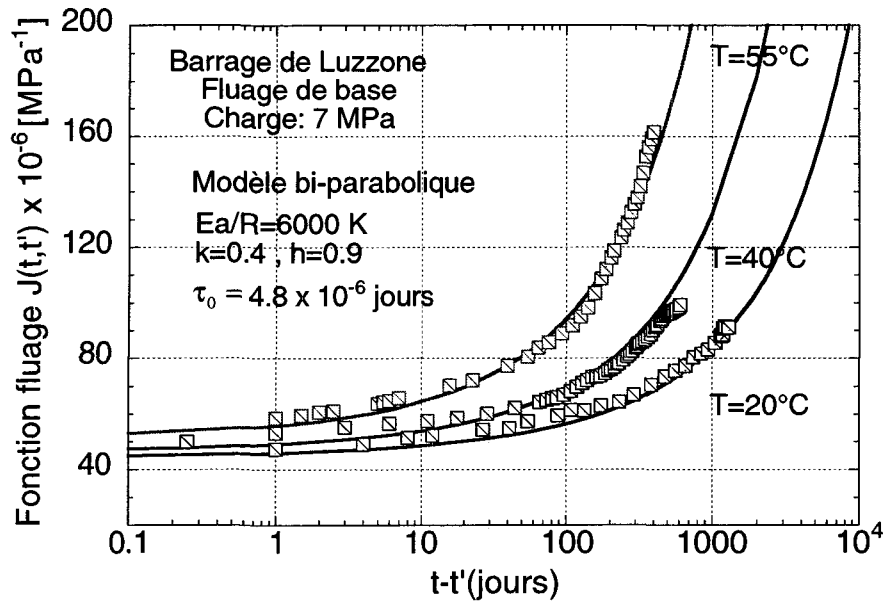


Figure 13-6 Modélisation de la fonction fluage par le modèle bi-parabolique de Huet (béton de Luzzone).

13.3 Fluage avec séchage

La cinétique du fluage avec séchage dépend fortement des dimensions de la structure étudiée, et comme nous l'avons présentée au paragraphe précédent, la modélisation classique du fluage permet de calculer la fonction fluage totale (fluage de base + fluage avec séchage). La variation de la cinétique de séchage suivant les dimensions de la structure est prise en compte par l'intermédiaire du rayon moyen r_m . Le fluage total mesuré après soustraction du retrait, englobe le fluage avec séchage et une part du fluage de base. La modélisation du fluage avec séchage est complexe et nécessite une meilleure connaissance des mécanismes à l'origine du fluage de base, ainsi qu'une meilleure compréhension de l'effet Pickett.

Le modèle de type hyperbolique proposé par Acker Eq. (12-21) s'ajuste bien aux résultats expérimentaux de fluage avec séchage, puisqu'il présente un infléchissement à long terme. Le fluage avec séchage présente une asymptote à long terme, ce qui n'est pas le cas pour le fluage de base. Nous avons observé sur les courbes expérimentales (éprouvettes, 1-2, 3-4), une stabilisation du fluage avec séchage après 3.5 ans environ (Figure 13-7).

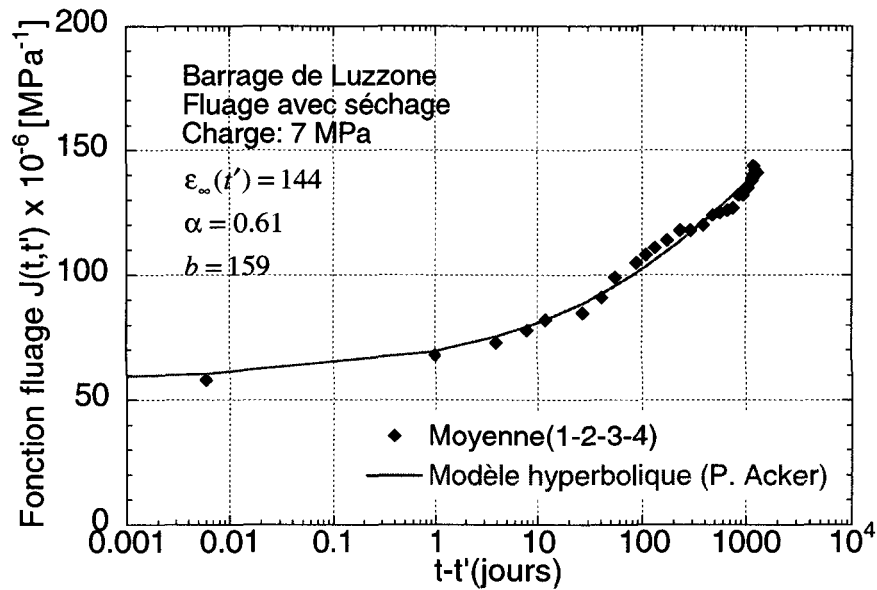


Figure 13-7 Modélisation de la fonction fluage moyenne des éprouvettes non étanchées par le modèle hyperbolique de Acker.

13.4 Le retrait

La modélisation de la déformation de retrait se base sur des modèles qui bornent la déformation de retrait qui doit tendre vers une valeur finale ϵ_{∞} . Ces modèles sont souvent donnés en fonction de la variable réduite donnée par l'équation $(t - t_s)/\tau_{sh}$, où τ_{sh} représente le temps nécessaire pour atteindre un certain pourcentage de dessiccation. Elle est proportionnelle au carré du rayon moyen de la section. Le modèle de retrait proposé par bazant eq. (12-36)(12-37), a été utilisé pour ajuster les résultats expérimentaux de retrait pour les deux béton (Mauvoisin et Luzzzone). Ce modèle donne des résultats satisfaisant.

La figure 13-8 montre l'ajustement effectué sur le béton de Luzzzone avec $\epsilon_{\infty} = 0.3855 \times 10^{-3}$ et $\tau_{sh} = 1214$ jours.

L'ajustement effectué sur les résultats de retrait du béton de Mauvoisin pour les différentes dimensions d'éprouvettes est présenté sur la figure 13.9. Pour $\phi = 17$ cm, $\epsilon_{\infty} = 0.45 \times 10^{-3}$, et $\tau_{sh} = 295.71$ jours, $\phi = 15$ cm, $\epsilon_{\infty} = 0.38 \times 10^{-3}$, et $\tau_{sh} = 189$ jours, et pour $\phi = 10$, $\epsilon_{\infty} = 0.47 \times 10^{-3}$ et $\tau_{sh} = 171.34$ jours.

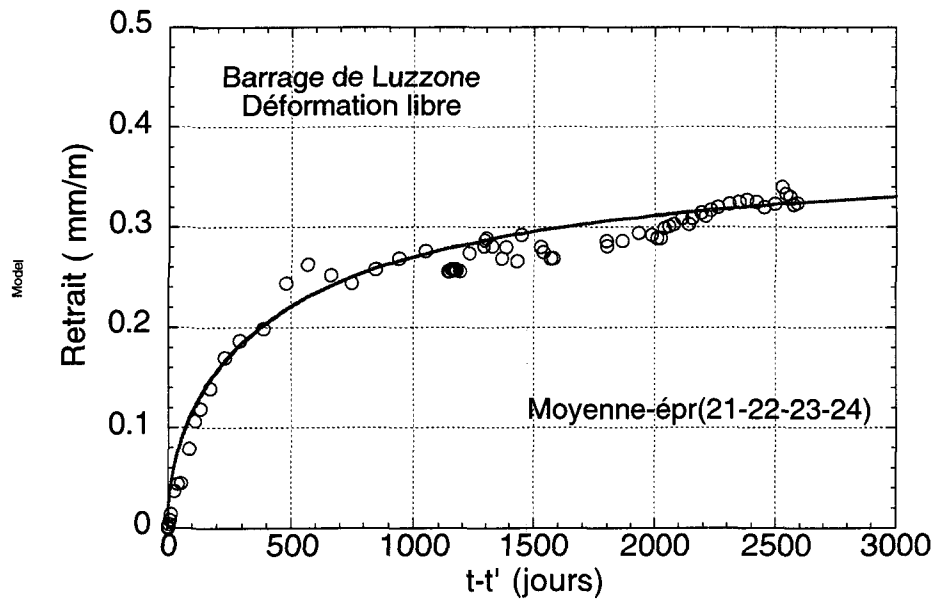


Figure 13-8 Modélisation de la déformation moyenne de retrait, effectuée sur quatre éprouvettes ($h=40\text{cm}$, $D=20\text{ cm}$).

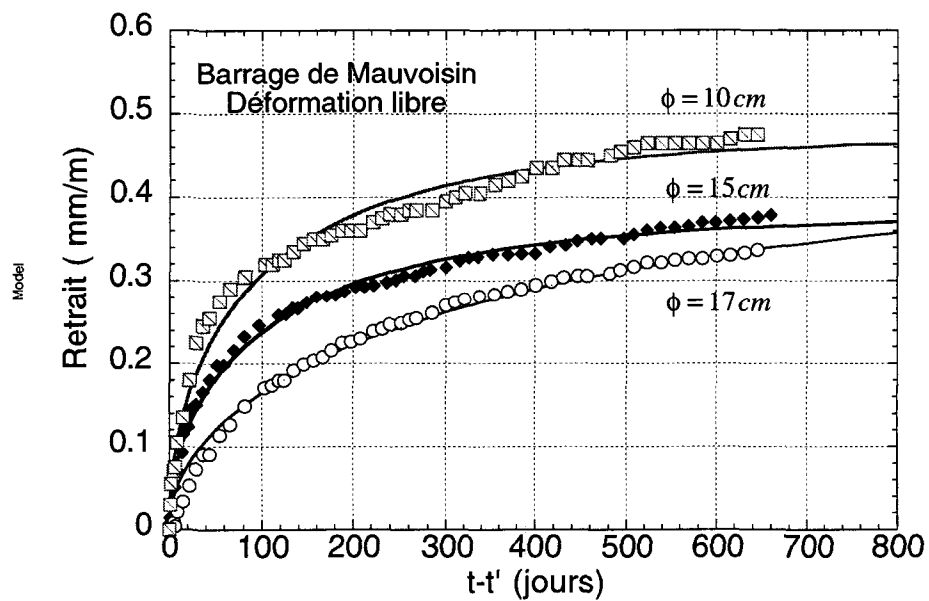


Figure 13-9 Modélisation de la déformation moyenne de retrait pour des éprouvettes de différentes dimensions.

Chapitre 14

Conclusion de la troisième partie

Nous avons montré dans cette partie que les modèles réglementaires de prévision des déformations différées du béton admettent généralement l'hypothèse de linéarité par rapport à la contrainte et le principe de superposition pour traiter l'influence des histoires de contraintes variables. Cependant, il est connu que le principe de superposition présente plusieurs limitations, notamment en cas de déchargement ou de dessiccation significative. Compte tenu de la complexité des phénomènes physiques entrant en jeu et de nos connaissances actuelles, les modèles réglementaires de prévision des déformations différées du béton sont nécessairement simplifiés et adaptés à la résolution de problèmes spécifiques. Les formulations des modèles réglementaires sont une combinaison d'éléments rationnels et d'observations expérimentales effectuées sur des éprouvettes de laboratoire, de dimensions relativement faibles par rapport aux structures réelles. Par principe, ils ne sont adaptés qu'à une analyse d'éléments de type unidimensionnel, de type poutre-colonne qui admet cette hypothèse de comportement moyen des sections par rapport au séchage.

On trouve dans la littérature un volume très important de modèles analytiques concernant le fluage. Il a été constaté sur les innombrables modèles réglementaires relatifs à chaque pays (Norme SIA 162, L'Eurocode 2, la recommandation du BPEL, L'ACI 209, etc..) des différences en terme d'amplitude et de cinétique. Ces différences reflètent l'incertitude qui subsiste sur les divers mécanismes à l'origine du fluage. Plusieurs comités ont été créés dans le cadre de la RILEM, du CEB et de l'ACI pour essayer d'uniformiser la réglementation concernant la modélisation du fluage. Ces travaux ont abouti à la confrontation de trois modèles les plus performants. Le modèle B3 RILEM TC107 établi par Bazant et Baweja, le modèle CEB-FIP MC 90 proposé par Muller et Hilsdorf et le modèle GZ de Gardner et Zhao.

La modélisation des résultats expérimentaux de fluage à long terme, obtenus sur des éprouvettes étanchées, chargées durant 10 ans, a été effectuée avec de nombreux modèles phénoménologiques issus de la littérature. Nous avons constaté que le fluage de base du béton de barrage âgé ($t' = 30$ ans) se modélise correctement par le modèle parabolique, même si le béton est âgé et la durée de chargement très importante. L'ajustement des mesures expérimentales, par les différents modèles paraboliques (la loi double puissance, la loi log double puissance de

Bazant) aboutit à des résultats satisfaisants, mais ces deux modèles utilisent plusieurs paramètres qui n'ont pas de sens physique. C'est pour cette raison que nous proposons un modèle parabolique plus simple à utiliser, avec moins de paramètres et basé sur le paramètre τ avec un sens physique important, correspondant au dédoublement de la déformation instantanée.

Nous avons montré que si nous connaissons la valeur de l'énergie d'activation en fluage du matériau, les résultats de fluage à diverses températures s'ajustent bien avec le modèle bi-parabolique, Huet (1963). Une nouvelle approche est utilisée, celle de l'utilisation de deux énergies d'activation, qui est plus conforme aux observations expérimentales et donne de meilleurs résultats que lorsque l'on utilise une seule énergie d'activation. Les paramètres k et h doivent être compris entre 0 et 1. La première fonction parabolique de degré k (proche de 0), modélise la partie du fluage correspondant à des temps de chargement courts, avec une énergie d'activation faible, et la deuxième fonction parabolique de degré h (proche de 1), modélise assez bien la partie du fluage correspondant à des temps de chargement plus importants, avec des mécanismes mettant en jeu une énergie d'activation plus grande, proche de l'énergie d'activation finale E_a .

Il est actuellement reconnu que l'erreur de prévision des modèles réglementaires est supérieure à l'erreur qui résulte de l'application des algorithmes numériques utilisés pour la prise en compte d'une histoire de contrainte variable (principe de superposition, méthode du module effectif ajusté, la méthode incrémentale, variables internes). L'erreur résultant de l'incertitude sur les paramètres de composition peut être réduite en déduisant celle-ci d'essais à moyen terme en laboratoire sur des éprouvettes constituées du même béton que celui qui sera mis en œuvre dans la structure. Cette méthode semble donner de bons résultats pour le fluage propre ; elle semble plus délicate à mettre en œuvre pour le fluage avec séchage et le retrait.

PARTIE IV
ETUDE NUMERIQUE

Chapitre 15

Viscoélasticité linéaire : base théorique

Depuis l'avènement des ordinateurs, le calcul des structures a connu un développement considérable grâce à l'utilisation des méthodes numériques comme les éléments finis, les différences finis, les équations intégrales de contours, etc..., permettant l'étude des structures complexes. Mais ces techniques ne peuvent être utiles que si, pour les appliquer, un modèle mathématique adéquat de relations constitutives est disponible. La méthode utilisée dans la majorité des cas est d'écrire sous forme incrémentale, la loi de comportement relative à chaque type élémentaire de comportement, ce qui permet ensuite de les combiner entre eux. La méthode incrémentale permet, par application de la règle de dérivation des fonctions de fonctions, de linéariser le problème à chaque pas en rendant additives les influences des incréments des diverses variables.

15.1 Formulation fonctionnelle

15.1.1 Représentation mathématique

Les essais fondamentaux de fluage et de relaxation permettent de mettre en évidence le comportement viscoélastique de certains matériaux, et de décrire d'une manière qualitative le phénomène. En plus de ces expériences, un outil mathématique adéquat est nécessaire pour quantifier et prévoir la réponse à une histoire quelconque des sollicitations.

Pour les matériaux héréditaires, la réponse sera de façon tout à fait générale une fonctionnelle \mathfrak{J} de l'histoire antérieure des sollicitations

$$R(t) = \mathfrak{J}[S(t')]; \quad t' \in [0, t] \quad (15-1)$$

La notion de fonctionnelle est une généralisation de la notion de fonction introduite par Volterra (1912) ; elle exprime la dépendance, non pas par rapport à une valeur de la variable, mais à un ensemble de valeurs de cette variable.

Un cas particulier très important est celui où la fonctionnelle \mathfrak{S} est linéaire, celle ci peut s'exprimer par une intégrale de Stieltjès (principe de superposition de Boltzmann). Dans le cas d'un matériau non vieillissant on obtient :

$$R(t) = \int_0^t S(t') : df(t') \quad (15-2)$$

On généralise ce résultat au cas vieillissant ou le noyau f de la fonctionnelle dépend alors explicitement du paramètre t' , soit :

$$R(t) = \int_0^t S(t') : df(t, t') \quad (15-3)$$

En intégrant l'équation (15-3) par partie :

$$R(t) = S(t).f(t, t) - \int_0^t f(t, t') dS(t') \quad (15-4)$$

et en supposant qu'à l'instant $t = 0$, la sollicitation est nulle, on obtient :

$$R(t) = f(t, t) \int_0^t dS(t') - \int_0^t f(t, t') dS(t') \quad (15-5)$$

soit

$$R(t) = \int_0^t [f(t, t) - f(t, t')] dS(t') \quad (15-6)$$

ce qui permettra d'écrire $R(t)$ sous la forme suivante :

$$R(t) = \int_0^t K(t, t') dS(t') \quad (15-7)$$

Dans le cas où la sollicitation est une contrainte $\sigma(t)$ variable au cours du temps, et que la réponse observée est une déformation $\varepsilon(t)$:

$$\varepsilon(t) = \mathfrak{S}[\sigma(t')]; \quad t' \in [0, t] \quad (15-8)$$

Et dans le cas réciproque où la sollicitation est une déformation et la réponse est une contrainte on obtient :

$$\sigma(t) = \mathfrak{R}[\varepsilon(t')]; \quad t' \in [0, t] \quad (15-9)$$

les deux fonctionnelles \mathfrak{I} et \mathfrak{R} sont inverses l'une de l'autre. On peut dire que le comportement du matériau est linéaire si la correspondance fonctionnelle entre les histoires de σ et de ε est linéaire.

Le comportement linéaire vieillissant selon le principe de superposition est décrit par une intégrale de Volterra-Stieltjes avec des noyaux non convolutifs. Pour chaque x , elle relie l'histoire du tenseur des contraintes σ à celle du tenseur de déformation ε et vice-versa

$$\sigma(t) = \int_{0-}^t r(t, t') : d\varepsilon(t') = r * \varepsilon \quad (15-10)$$

$$\varepsilon(t) = \int_{0-}^t f(t, t') : d\sigma(t') = f * \sigma \quad (15-11)$$

avec r le tenseur de la fonction de relaxation locale et f le tenseur de la fonction de fluage locale, les tenseurs sont du quatrième ordre, et le symbole $*$ représente l'opérateur de Volterra-Stieltjes à noyau non convolutif entre scalaires ou tenseurs.

Les deux équations ne sont pas indépendantes, elles sont duales, et les fonctions f et r sont liées par un produit non convolutif réciproque. Pour un chargement effectif à l'âge t_0 , les équations pour une origine des temps fixe sont données par :

$$r *_{t_0} f = f *_{t_0} r = I^4 H(t - t') \quad (15-12)$$

où $H(t - t')$ est la fonction échelon d'Heaviside et I^4 le tenseur unité de quatrième ordre, avec des composantes exprimées en fonction du symbole de Kronecker δ par :

$$I^4_{ijkl} = \frac{1}{2}(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}) \quad (15-13)$$

Pour caractériser complètement les deux fonctionnelles de comportement, il suffit de déterminer soit $f(t, t_0)$ soit $r(t, t_0)$, en procédant à une suite d'expériences de fluage ou de relaxation à des âges différents pour différentes valeurs de t_0 . Pour un béton âgé non vieillissant, nous aurons un produit de convolution.

15.1.2 Comportement uniaxial

Pour une contrainte fixe imposée à l'instant t' on a :

$$\sigma(t) = \sigma_0 H(t - t') \quad (15-14)$$

où $H(t - t')$ est l'échelon unité d'Heaviside appliqué en t' où $t > t'$. La réponse en déformation

est alors :

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 : f(t, t') \quad ; \quad t > t' \quad (15-15)$$

En unidimensionnel on a donc :

$$f(t, t') = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma_0} \quad (15-16)$$

Selon le principe de superposition une charge variable dans le temps peut être décomposée en différentes charges constantes, et le fluage provoqué par les charges constantes qui sont appliquées à des temps différents t_k est ensuite additionné linéairement.

Par conséquent pour une sollicitation $\sigma = \sigma_0 + \Delta\sigma$, où $\Delta\sigma$ varie graduellement, la réponse en introduisant l'intégrale de Riemann peut s'écrire sous la forme :

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 : f(t, t_0) + \int_{t_0}^t f(t, t') : \frac{\partial \sigma}{\partial t'} . dt' \quad (15-17)$$

Dans le cas où la sollicitation σ présente plusieurs paliers, σ_k , introduits aux instants t_k la réponse serait

$$\varepsilon(t) = \sum_{k=1}^n \sigma_k : f(t, t_s) + \int_{t_0}^t f(t, t') : \frac{\partial \sigma}{\partial t'} . dt' \quad (15-18)$$

Par dualité à l'équation (15-18), la réponse $\sigma(t)$ engendrée par une déformation quelconque $\varepsilon(t)$ admet la forme suivante :

$$\sigma(t) = \sum_{k=1}^n \varepsilon_k : r(t, t_s) + \int_{t_0}^t r(t, t') : \frac{\partial \varepsilon}{\partial t'} . dt' \quad (15-19)$$

15.1.3 Forme incrémentale pour le calcul numérique

En pratique, l'exploitation des résultats ne peut se faire sans recours aux méthodes numériques, le problème essentiel est celui de la résolution économique de l'équation de Volterra. Sur le plan numérique, celle-ci pose de nombreux problèmes de convergences, de stabilité et de taille de mémoire, en particulier dans les problèmes traités par la méthode des éléments finis lorsqu'un grand nombre de degrés de liberté est nécessaire. La forme incrémentale de la loi de comportement viscoélastique, peut s'écrire en différentiant l'équation (15-11), et en appliquant la règle de Leibnitz :

$$\dot{\varepsilon}(t) = J(t, t') : \dot{\sigma}(t) + \int_0^t \frac{\partial J(t, t')}{\partial t} : d\sigma(t') \quad (15-20)$$

De la façon duale, $\sigma(t) = \int_0^t R(t, t') : d\varepsilon(t')$ on déduit

$$\dot{\sigma}(t) = R(t, t') : \dot{\varepsilon}(t) + \int_0^t \frac{\partial R(t, t')}{\partial t} : d\varepsilon(t') \quad (15-21)$$

Les équations (15-20) et (15-21) peuvent donc s'écrire :

$$\dot{\varepsilon}(t) = J(t, t) : \dot{\sigma}(t) + \dot{\varepsilon}^* = J(t, t) : [\dot{\sigma}(t) - \dot{\sigma}^*(t)] \quad (15-22)$$

$$\dot{\sigma}(t) = R(t, t) : \dot{\varepsilon}(t) + \dot{\sigma}^* = R(t, t) : [\dot{\varepsilon}(t) - \dot{\varepsilon}^*(t)] \quad (15-23)$$

où

$$\dot{\varepsilon}^*(t) = \int_0^t \dot{J}(t, t') : \dot{\sigma}(t') dt' \text{ et } \dot{\sigma}^*(t) = \int_0^t \dot{R}(t, t') : \dot{\varepsilon}(t') dt' \quad (15-24)$$

On constate que le calcul pas à pas de $\dot{\varepsilon}(t)$ ou de $\dot{\sigma}(t)$ se ramène à une suite de problèmes élastiques, avec contraintes initiale $\dot{\sigma}^*(t)$ ou déformation initiale $\dot{\varepsilon}^*(t)$. Dans la formulation en éléments finis basée sur la méthode des déplacements, l'utilisation des lois de comportement est grandement facilitée si la vitesse de contrainte $\dot{\sigma}(t)$ est exprimée explicitement en fonction de la vitesse de déplacement $\dot{\varepsilon}(t)$ et de l'histoire de chargement. Pour simplifier, nous illustrons par un exemple unidimensionnel la dérivation d'une loi incrémentale approchée indispensable pour le calcul numérique.

Soit : $R(t, t) = E(t)$, module d'élasticité instantané

$$\begin{aligned}\Delta t &= t_{i+1} - t_i \\ \Delta \sigma &= \sigma(t_{i+1} - t_i) \\ \Delta \varepsilon &= \varepsilon(t_{i+1} - t_i)\end{aligned}$$

en intégrant (15-23) par exemple entre t_i et t_{i+1} on obtient :

$$\Delta \sigma = \int_{t=t_i}^{t_{i+1}} E(t) \dot{\varepsilon} dt - \int_{t=t_i}^{t_{i+1}} E(t) \int_{t=0}^t \frac{\partial J(t, t')}{\partial t} d\sigma(t') dt \quad (15-25)$$

l'équation (15-25) peut être approchée par une somme finie :

$$\Delta \sigma = E(t^*) \Delta \varepsilon - \sum_{q=0}^{n-1} E(t^*) \Delta \varepsilon \frac{\partial J(t^*, t_q)}{\partial t^*} \Delta \sigma_q \Delta t_q \quad (15-26)$$

avec $t_i < t^* < t_{i+1}$

La relation (15-26) montre que l'incrément de contrainte $\Delta \sigma$ est calculé à partir de l'élément de déformation $\Delta \varepsilon$ correspondant à l'actuel pas de temps et à partir des incréments de contraintes $\Delta \sigma_q$ de tous les pas de temps précédents. Le produit de l'incrément de déformation $\Delta \varepsilon$ et l'actuel module de Young $E(t^*)$ augmentent la contrainte, alors que le second terme dans l'équation (15-26) décrit le processus de relaxation. Cette prise en compte de toute l'histoire de chargement est un inconvénient majeur qui pénalise l'utilisation d'algorithme de type (15-26) dans les calculs des structures réelles tridimensionnelles à grand nombre de degrés de liberté.

15.2 Formulation thermodynamique par variables internes

La méthode des variables internes, développée par Biot (1954), Mandel (1966), est basée sur une représentation thermodynamique du comportement, elle permet de lever le problème de stockage par l'utilisation d'un ensemble approprié de variables internes.

Les variables internes sont des variables qui n'apparaissent pas dans les équations macroscopiques de bilan, mais qui peuvent être de nature très diverse. De façon générale, elles expriment des particularités liées à la structure interne du matériau, et observables par exemple à l'échelle microscopique.

Ce sera le cas par exemple de paramètres liés à certaines hétérogénéités réparties ou singularités localisées dans le matériau : longueur caractéristique d'une microfissure, densité de leurs répartitions, nombre de dislocations, formes de leurs interactions, volumes, surface internes

et diamètres des pores, défaut ou inclusion. Dans beaucoup de cas, des défauts quasi-macroscopiques pourront exister, mettant en cause la continuité du matériau : c'est le cas notamment des fissures internes responsables des phénomènes d'endommagement et de rupture.

Dans d'autres cas, les variables internes pourront être des variables chimiques, dont l'influence pourra être prise en compte par l'intermédiaire du même formalisme général. Enfin, dans certains cas, les variables internes seront des valeurs particulières des variables macroscopiques que l'on définira à partir d'expériences complémentaires menées en parallèle avec l'expérience répondant au programme de sollicitation qui nous intéresse.

15.2.1 Equations canoniques

Dans la formulation par variables internes, les équations d'équilibre peuvent se mettre sous la forme d'un système d'équations valable pour la quasi-totalité des matériaux, soit :

$$\text{L'équation dynamique} \quad \frac{\partial R}{\partial \dot{\varepsilon}} + \frac{\partial \Phi}{\partial \varepsilon} = \sigma \quad (15-27)$$

$$\text{Equations cinétique} \quad \frac{\partial R}{\partial \dot{a}_k} + \frac{\partial \Phi}{\partial a_k} = 0, \quad k = 1, \dots, N \quad (15-28)$$

Le comportement rhéologique du matériau en régime isotherme s'exprime par l'ensemble des deux systèmes d'équations (15-27) et (15-28) appelés équations canoniques.

Les variables a_k sont les variables internes indépendantes. Il y a autant d'équations cinétiques que de variables internes indépendantes. Φ est l'énergie libre par unité de volume représentatif, pour T constant, elle est de la forme :

$$\Phi = \Phi(\varepsilon, a) \quad (15-29)$$

R est la fonction dissipative de Rayleigh défini à partir de la dissipation D par la relation :

$$D = \frac{\partial R}{\partial \dot{\varepsilon}} : \dot{\varepsilon} + \frac{\partial R}{\partial \dot{a}_k} : \dot{a}_k \quad (15-30)$$

Dans le cas où la fonction de Rayleigh n'existe pas, on peut écrire les équations sous la forme :

$$\sigma = \frac{\partial \Phi}{\partial \varepsilon} + R_0(\dot{\varepsilon}) \quad (15-31)$$

$$R_p(\dot{a}_p) + \frac{\partial \Phi}{\partial a_p} = 0 \quad p = 1, \dots, N \quad (15-32)$$

où les R_p sont des forces résistives retardant l'établissement de l'équilibre final. Le principal avantage de ces équations canoniques est qu'elles permettent relativement d'obtenir facilement des lois de comportement tri-dimensionnelles conformes aux principes de la thermodynamique et respectant les conditions d'invariances tensorielles. En outre, elles permettront dans beaucoup de cas d'obtenir des modèles de comportement tri-dimensionnels à partir de résultats expérimentaux uni-axiaux ou uni-dimensionnels (essai de traction, compression simple, cisaillement simple, etc...).

15.2.2 Formulation de la loi de comportement viscoélastique

Nous avons montré que si l'on connaît d'une manière explicite les deux grandeurs Φ et R , il est possible de construire une loi de comportement à partir des équations canoniques.

Nous allons donc appliquer ce formalisme par variables internes pour modéliser le comportement viscoélastique linéaire du béton sur la base d'un modèle de Maxwell généralisé 3D.

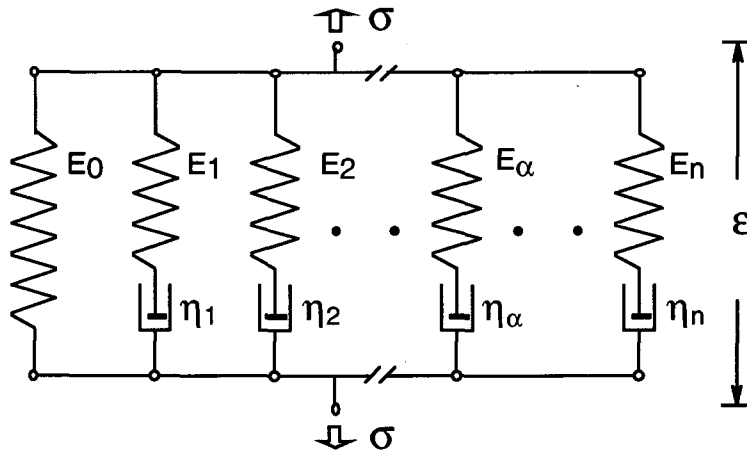


Figure 15-1 Modèle de Maxwell généralisé

Les grandeurs thermodynamiques Φ et R , peuvent être introduites sous la forme suivante :

$$\Phi = \frac{1}{2} \left(E_0 \varepsilon^2 + \sum_{\alpha=1}^N E_{\alpha} (\varepsilon - a_{\alpha})^2 \right) \quad (15-33)$$

$$R = \frac{1}{2} \sum_{\alpha=1}^N \eta_{\alpha} (\xi) \dot{a}_{\alpha}^2 \quad (15-34)$$

a_{α} désignent les variables internes mécaniques correspondant au mécanisme de viscosité newtonienne. En présence de variations dimensionnelles, retrait hydrique, gonflement ou dilatation thermique, il suffit de remplacer ε par $(\varepsilon - \varepsilon^0)$. Nous allons d'abord développer le cas uniaxial que nous généraliserons ensuite pour le cas multiaxial isotrope, en termes de composantes volumiques et déviatoriques des contraintes et des déformations. Les équations canoniques (15-27) et (15-28) se réduisent à :

$$\sigma = E_0 \varepsilon + \sum_{\alpha=1}^N E_{\alpha} (\varepsilon - a_{\alpha}) \quad (15-35)$$

$$0 = \eta_{\alpha} \dot{a}_{\alpha} - E_{\alpha} (\varepsilon - a_{\alpha}) \quad \alpha = 1, N \quad (15-36)$$

La loi de comportement est totalement définie une fois que les \dot{a}_{α} sont déterminées. Ceci s'obtient par l'intégration du système d'équations différentielles (15-36) qui peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\dot{a}_{\alpha} + \frac{1}{\tau_{\alpha}} a_{\alpha} = \frac{1}{\tau_{\alpha}} \varepsilon, \text{ avec } \tau_{\alpha} = \frac{\eta_{\alpha}}{E_{\alpha}} ; \alpha = 1, N \quad (15-37)$$

La résolution du système nous donne l'expression de a_{α} sous la forme intégrale suivante :

$$a_{\alpha} = \int_{0^-}^t (1 - e^{-\frac{u-t}{\tau_{\alpha}}}) \dot{\varepsilon}(u) du \quad (15-38)$$

En posant l'hypothèse que $\dot{\varepsilon}$ et τ_{α} sont constants à chaque pas de temps Δt_i , mais variant d'une manière discontinue aux temps t_i , l'intégration de (15-38) sur un intervalle fini de temps $[t_{i-1}, t_i]$, nous donne l'expression de la variable a_{α} sous la forme suivante :

$$a_{\alpha_i} = e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\alpha}} a_{\alpha_{i-1}} + \Delta \varepsilon \left[1 - \frac{\tau_\alpha}{\Delta t} (1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\alpha}}) \right] + \varepsilon_{i-1} (1 - e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\alpha}}) \quad (15-39)$$

avec : $\Delta t_i = t_i - t_{i-1}$; $\Delta \varepsilon_i = \varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}$; $\lambda_\alpha = (1 - e^{-\frac{\Delta t_i}{\tau_\alpha}}) \frac{\tau_\alpha}{\Delta t_i}$; $\gamma_{\alpha_i} = (1 - e^{-\frac{\Delta t_i}{\tau_\alpha}})$

la relation (15.39) peut s'écrire sous la forme suivante :

$$a_{\alpha_i} = e^{-\frac{\Delta t}{\tau_\alpha}} a_{\alpha_{i-1}} + \Delta \varepsilon (1 - \lambda_{\alpha_i}) + \varepsilon_{i-1} \gamma_{\alpha_i} \quad (15-40)$$

ce qui nous donne l'incrément de la variable interne a_α :

$$\Delta a_\alpha = (\varepsilon_{i-1} - a_{\alpha_{i-1}}) \gamma_{\alpha_i} + (1 - \lambda_\alpha) \Delta \varepsilon \quad (15-41)$$

En substituant (15.41) dans l'équation (15-35) et en intégrant avec l'hypothèse que E_α est constant dans Δt mais pouvant varier d'une manière discontinue à t_i on obtient :

$$\Delta \sigma = \left[E_0(t^*) + \sum_{\alpha=1}^N E_\alpha(t^*) \lambda_\alpha \right] \Delta \varepsilon - \sum_{\alpha=1}^N E_\alpha(t^*) (\varepsilon_{i-1} - a_{\alpha_{i-1}}) \gamma_\alpha \quad (15-42)$$

soit encore de manière réduite :

$$\Delta \sigma = \bar{E}(t^*) \Delta \varepsilon - \Delta \bar{\sigma} \quad (15-43)$$

avec

$$\bar{E}(t^*) = E_0(t^*) + \sum_{\alpha=1}^N E_\alpha(t^*) \lambda_\alpha \quad (15-44)$$

et

$$\Delta \bar{\sigma} = \sum_{\alpha=1}^N E_\alpha(t^*) (\varepsilon_{i-1} - a_{\alpha_{i-1}}) \gamma_\alpha \quad (15-45)$$

La précision de l'algorithme d'intégration de la relation (15-42) dépend du fait que $\dot{\varepsilon}$ et E_α varient peu au cours de chaque pas de temps. En fait l'équation (15-42) est exacte si $\dot{\varepsilon}$ et E_α sont constants au cours de temps. Pour un corps purement viscoélastique E_α est réellement constant. De même qu'en l'absence de fissures l'hypothèse que $\dot{\varepsilon}$ reste constant est généralement raisonnable.

Généralisation au cas 3D :

Les relations obtenues pour le cas unidimensionnel peuvent être généralisées au cas 3D isotrope. En reprenant des relations analogues avec une séparation des contributions volumiques et déviatoriques des tenseurs de contrainte, déformation et variables internes sous la forme suivante :

$$\sigma_{ij} = \sigma_m \delta_{ij} + \sigma_{ij}^d \quad (15-46)$$

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_m \delta_{ij} + \varepsilon_{ij}^d \quad (15-47)$$

$$a_{ij} = a_m \delta_{ij} + a_{ij}^d \quad (15-48)$$

La décomposition de la relation (15-43) en partie sphérique et déviatorique donne respectivement :

$$\Delta \sigma_m = 3\bar{K} \Delta \varepsilon_m + \Delta \bar{\sigma}_m \quad (15-49)$$

avec
$$\bar{K} = K_0 + \sum_{\alpha=1}^N K_{\alpha} \lambda_{\alpha}$$

et

$$\Delta \sigma_{ij}^d = 2\bar{G} \Delta \varepsilon_{ij}^d + \Delta \bar{\sigma}_{ij}^d \quad (15-50)$$

avec
$$\bar{G} = g_0 + \sum_{\alpha=1}^N g_{\alpha} \lambda_{\alpha}$$

En substituant les relations (15-49) et (15-50) dans (15-42) on obtient finalement la loi de comportement suivante :

$$\Delta \sigma_{ij} = (3\bar{K} - 2\bar{G}) \Delta \varepsilon_m \delta_{ij} + 2\bar{G} \Delta \varepsilon_{ij} + \Delta \bar{\sigma}_m \delta_{ij} + \Delta \bar{\sigma}_{ij}^d \quad (15-51)$$

15.2.3 Formulation éléments finis

La méthode des éléments finis revient à approcher la solution parmi une classe de champs de déplacements (ou de contraintes) qui minimise l'énergie potentielle pour les champs cinématiquement admissibles, ou qui maximise l'énergie potentielle complémentaire pour les champs statiquement admissibles. Cela revient à calculer l'énergie potentiel comme étant la somme des énergies de tous les éléments de la structure divisée en éléments finis. Après avoir

écrit l'égalité des déplacements aux nœuds communs des éléments, la minimisation de l'énergie potentielle conduit à la résolution d'un système linéaire.

La loi de comportement (15-51) peut s'écrire dans la représentation de Voigt sous la forme suivante :

$$\Delta \sigma = \bar{D} \Delta \varepsilon - \Delta \sigma \quad (15-52)$$

avec

$$D = \begin{bmatrix} \bar{K} + \frac{4}{3} \bar{G} & \bar{K} - \frac{2}{3} \bar{G} & \bar{K} - \frac{2}{3} \bar{G} & 0 & 0 & 0 \\ & \bar{K} + \frac{4}{3} \bar{G} & \bar{K} - \frac{2}{3} \bar{G} & 0 & 0 & 0 \\ & & \bar{K} + \frac{4}{3} \bar{G} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \bar{G} & 0 & 0 \\ & & & & \bar{G} & 0 \\ & & & & & \bar{G} \end{bmatrix}$$

Sym.

En appliquant le principe des travaux virtuels, l'équation d'équilibre s'écrit sous la forme suivante :

$$\int_D \tilde{\xi}^T f dV + \int_{\partial D} \tilde{\xi}^T P d\Sigma - \int_D \tilde{\varepsilon}^T \sigma dV = 0 \quad \forall \tilde{\xi} \quad (15-53)$$

où f et F sont les efforts extérieurs appliqués dans le volume D et à la frontière ∂D . En discrétisant le domaine D en éléments finis D_e et en négligeant les forces de volume, la forme incrémentale de l'équation d'équilibre (15-53) s'écrit sous la forme d'une somme sur les éléments :

$$\sum_e \int_{\partial D_e} \Delta \tilde{\xi}^T \Delta \sigma dV = \sum_e \int_{\partial D_e} \Delta \tilde{\xi}^T \Delta P d\Sigma \quad (15-54)$$

avec l'approximation nodale suivante

$$\Delta \xi_h = N \Delta q$$

$$\Delta \varepsilon_h = B \Delta q$$

en reportant (15-52) dans (15-54) on peut écrire :

$$\left[\sum_e \int_{D_e} B^T \bar{D} B dV \cdot \Delta q_e - \sum_e \int_{D_e} B^T \Delta \sigma dV - \sum_e \int_{\partial D_e} N^T \Delta P d\Sigma \right] \Delta \tilde{q} = 0 \quad (15-55)$$

ou

$$[K \Delta q - Q] \Delta q' = 0 \quad \forall \Delta q' \quad (15-56)$$

où $\Delta \tilde{q}$ représente n'importe quel choix pour les valeurs des déplacements nodaux, N est la matrice d'interpolation et B la matrice des gradients des fonctions d'interpolation. Cette égalité est vérifiée quel que soit $\Delta \tilde{q}$. Elle entraîne donc :

$$K \Delta q = Q$$

avec

$$K = \sum_e \int_{D_e} B^T \bar{D} B dV \quad (15-57)$$

et

$$Q = f_\sigma + f_{ext} = \sum_e \int_{D_e} B^T \Delta \bar{\sigma} dV + \sum_e \int_{\partial D_e} N^T \Delta P d\Sigma \quad (15-58)$$

K est la matrice de rigidité, f_σ est la colonne des termes de relaxation généralisées aux nœuds et f_{ext} la colonne des forces extérieures généralisées aux nœuds.

Chapitre 16

Modélisation numérique

16.1 Introduction

Les travaux de recherche sur la modélisation micromécanique du béton par une génération d'une structure composite (béton numérique) ont été développés au sein du Laboratoire de Matériaux de Construction depuis le début des années 80, Wittmann et al.(1985). L'objectif de ces travaux est d'étudier d'une façon aussi réaliste que possible, les propriétés mécaniques et le processus de fissuration du béton. Le modèle numérique développé par Sadouki (1987) et Roelfestra (1989) est basé sur la méthode des éléments finis et décrit le béton composite à l'échelle du méso-niveau, en tenant compte d'une distribution granulométrique continue, et de la morphologie et du caractère aléatoire de la disposition des inclusions dans l'espace. La structure hétérogène du béton est représentée par un modèle à deux ou trois phases : les granulats, la matrice et les zones d'interface. Les granulats ont un comportement élastique, la matrice et l'interface ont un comportement adoucissant décrit par un modèle de type « Smeared crack model ». Wang (1994) a étudié le comportement du béton au post pic en modélisant la propagation de fissures dans un milieu granulaire élastique fissuré. L'hétérogénéité du béton est modélisée par deux phases, la pâte de ciment et les granulats. Les microfissures sont créées préalablement dans la matrice, mais dans une zone proche des granulats. Cecot (2001) a utilisé le même code en introduisant la viscoélasticité linéaire dans la loi de comportement. Amieur (1994) a étudié les effets d'échelle et les conditions aux limites sur des éprouvettes de béton n'ayant pas le volume représentatif. Guidoum (1994) a développé un code élément finis 3D pour étudier la micromécanique des composites granulaires avec des constituants viscoélastiques linéaires. Le modèle numérique considère deux constituants, la pâte de ciment durcie (matrice viscoélastique isotrope) et des inclusions sphériques (granulats élastiques isotropes). Les inclusions sont distribuées aléatoirement dans un cube de $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$ et leurs dimensions sont données par une distribution granulométrique de Füller ($d_{\min} = 4 \text{ mm}$ et $d_{\max} = 64 \text{ mm}$). C'est ce code qui sera utilisé pour modéliser les résultats d'essais de fluage à température ambiante et à des températures plus élevées par l'introduction de l'équivalence temps-température, ainsi que l'étude des effets d'échelle et des conditions aux limites sur les fonctions fluages et de relaxation. Le programme est basé sur la loi de comportement citée dans le chapitre précédent, paragraphe 15.2.

16.2 Génération réaliste de la structure composite du béton

Les éprouvettes utilisées dans les essais expérimentaux sont des cylindres de 200 mm de diamètre et de 400 mm de hauteur. Afin de représenter au mieux la structure géométrique réelle du béton, nous avons effectué des modifications sur le code numérique pour pouvoir générer le plus grand nombre d'inclusions possibles dans des prismes ou des cubes de dimensions quelconques. Pour une courbe granulométrique d'un béton ordinaire, le programme permet une génération de 80000 grains dans 1 m³ de béton.

Dans un prisme de 200x200x400 mm³, nous avons généré 2500 grains suivant la composition granulométrique réelle du béton de Luzzzone. Ce qui correspond à une concentration de 73% d'inclusions avec un $d_{\min} = 4$ mm et un $d_{\max} = 150$ mm. La courbe granulométrique empirique utilisée est celle de Füller, elle est donnée sous la forme suivante :

$$F(\Phi) = 100 \sqrt{\frac{\Phi}{\Phi_{\max}}} \quad (16-1)$$

$F(\Phi)$ est le pourcentage cumulé des particules traversant le tamis, Φ est le diamètre des grains et Φ_{\max} est le diamètre maximale des grains.

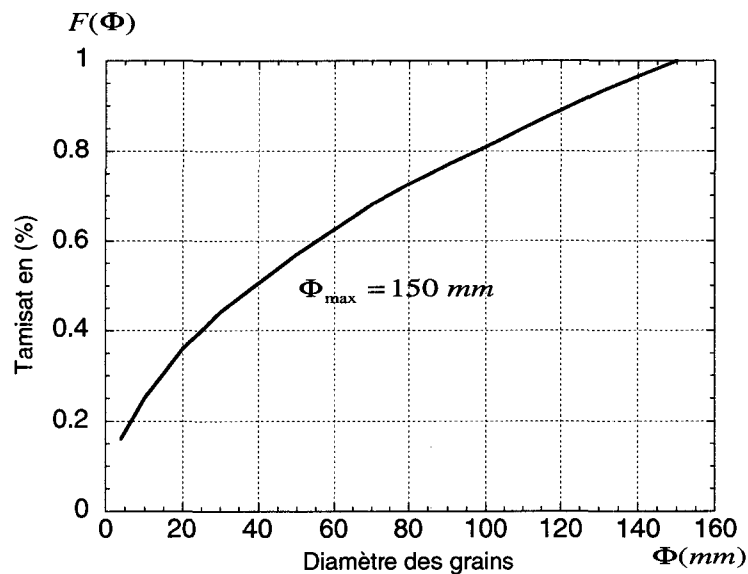


Figure 16-1 Distribution granulométrique utilisée pour le barrage de Luzzzone.

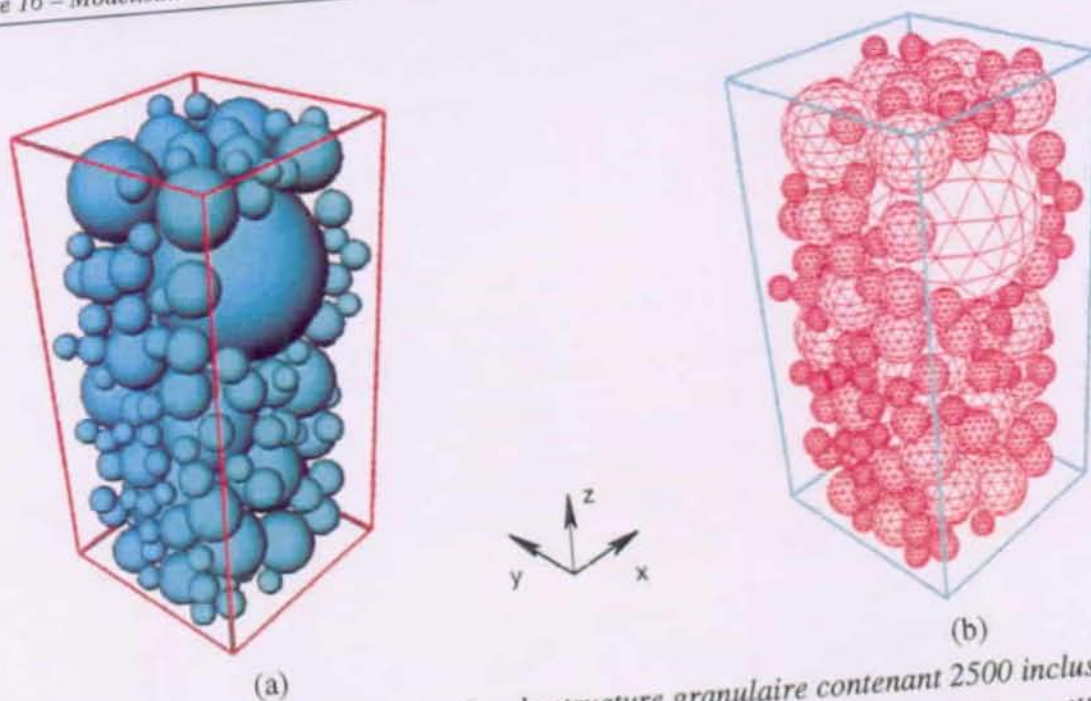


Figure 16-2 (a) Exemple de génération de structure granulaire contenant 2500 inclusions qui représentent une concentration de 73% ; $d_{min}=4$ mm et $d_{max}=150$ mm (b) Le maillage en éléments finis, seul le maillage des grains est représenté.

La concentration granulométrique maximale obtenue après le maillage est de 48%, le maillage globale utilisé pour tous les calculs est constitué par 15600 nœuds et 68590 éléments.

16.3 Les paramètres du modèle

L'identification des paramètres viscoélastiques du modèle rhéologique est faite à partir des résultats expérimentaux de fluage à long terme. La loi de comportement du modèle de Maxwell généralisé utilisé pour décrire la viscoélasticité de la matrice est séparée en parties déviatoriques et volumiques. Les propriétés viscoélastiques de la matrice sont représentées par les fonctions de relaxation $K_m(t)$ (fonction de relaxation de compressibilité) et $G_m(t)$ (fonction de relaxation de cisaillement) lissées pour le modèle numérique à partir des résultats expérimentaux de fluage transformés en courbes de relaxation et calculées par développement en série de Dirichlet (Maxwell généralisé).

$$K_m(t) = K_\infty + \sum_{\lambda=1}^9 K_\lambda \exp(-t/\tau_\lambda). \quad (16-2)$$

$$G_m(t) = G_\infty + \sum_{\lambda=1}^9 G_\lambda \exp(-t/\tau_\lambda) \quad (16-3)$$

$$\tau_{\lambda} = 10^{\lambda-1} \tau_1 ; \lambda = 1, \dots, 9 ; \tau_1 = 0.001 \text{ jours} \quad (16-4)$$

K_{∞} et G_{∞} sont les modules élastiques à long terme, et τ_{λ} le temps de relaxation des spectres respectifs de compressibilité et de cisaillement K_{λ} and G_{λ} .

L'identification de $K_m(t)$ et $G_m(t)$, nécessite des résultats expérimentaux triaxiaux de fluage ou de relaxation. Mais les résultats expérimentaux en sollicitation biaxiale ou triaxiale sont beaucoup plus rares que les données uniaxiales. D'après ce que nous avons trouvé dans la littérature et cité dans le chapitre 6 au paragraphe 6.3, le coefficient de poisson semble décroître avec l'âge de chargement pour devenir constant par la suite.

À défaut de résultats expérimentaux triaxiaux, nous utiliserons les résultats obtenus sous sollicitation uniaxiale, en faisant l'hypothèse d'un coefficient de Poisson constant. Les fonctions de relaxation de compressibilité et de cisaillement $K_m(t)$ et $G_m(t)$ seront considérées comme proportionnelles et liées par les valeurs élastiques apparentes de $E(t)$ et $\nu(t)$ qui sont données par les relations suivantes:

$$E(t) = \frac{9G(t)K(t)}{3K(t) + G(t)} \quad (16-5)$$

$$\text{et} \quad \nu(t) = \frac{3K(t) - 2G(t)}{6K(t) + 2G(t)} \quad (16-6)$$

Les résultats expérimentaux de fluage sont obtenus sur des éprouvettes de béton de barrage, considéré en tant que composite (matrice + granulat). Pour identifier les paramètres viscoélastiques de la matrice, nous avons procédé par un calcul inverse (indirect). Connaissant le module du composite, nous calculons en première approximation le module de la matrice par le modèle des sphères composites de Hashin (1962). Ce modèle a été proposé pour calculer les propriétés élastiques des matériaux biphases, avec une phase d'inclusions sphériques noyée dans l'autre phase qui constitue la matrice. La matière est complètement composée de ces sphères composites et ne comporte aucun vide, le mélange est un empilement de sphères composites qui emplissent complètement l'espace (empilement appolonien). Ces sphères composites sont constituées d'un granulat sphérique entouré d'une coquille de matrice, le rapport entre l'épaisseur de la coquille de matrice et le granulat est constant et détermine ainsi la composition volumétrique locale. Lorsque le composite est soumis à une pression hydrostatique, chaque sphère élémentaire

est soumise à cette même pression, ce qui fait que la solution locale au niveau de la cellule élémentaire est compatible en contrainte et en déformation avec la solution générale du composite. Par conséquent, le module de compressibilité du composite est facilement obtenu à partir de la solution connue du problème d'un corps constitué par la double sphère et soumis à une pression hydrostatique extérieure. En supposant que le coefficient de poisson des deux phases et du composite sont égaux avec $\nu = 0.2$, on obtient :

$$E = \frac{(1+c)E_g + (1-c)E_m}{(1-c)E_g + (1+c)E_m} E_m \quad (16-7)$$

où E_g , E_m et E sont respectivement les modules élastiques du granulat, de la matrice et du composite. La constante c est la concentration en granulat.

Les fonctions de relaxation $K_m(t)$ et $G_m(t)$, ont été calculées par le modèle de Maxwell généralisé. Elles ont été obtenues après lissage par la méthode des moindres carrés des modules élastiques apparents de la pâte de ciment $E_m(t)$ obtenus par le modèle de Hashin.

En utilisant ces paramètres viscoélastiques de la matrice dans la simulation numérique, la courbe de fluage obtenue possède la même cinétique que la courbe de fluage expérimentale, mais ne coïncide pas au niveau de la valeur instantanée. Cela est dû à un problème pratique de l'application de la charge sur une durée la plus courte possible. Avec les machines d'essais actuelles, nous sommes dans l'incapacité d'appliquer des charges en quelques secondes.

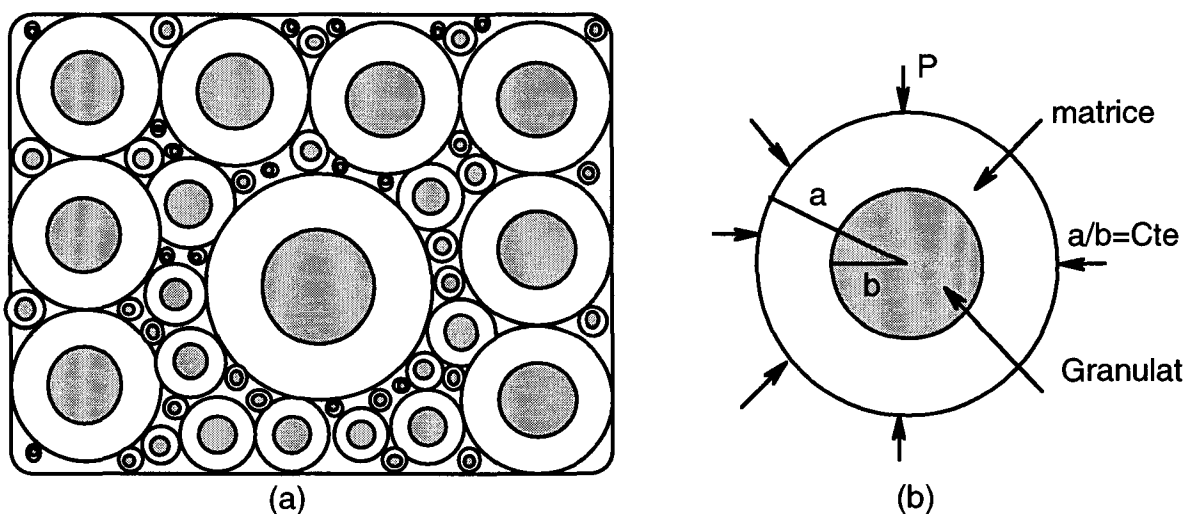


Figure 16-3 (a) Représentation d'un matériau hétérogène par des sphères composites.
(b) Sphère composite élémentaire.

Pour palier à ce problème, un ajustement des paramètres est effectué de proche en proche, afin d'obtenir une parfaite concordance entre la courbe de fluage numérique et la courbe de fluage expérimentale. Les paramètres de $K_m(t)$ et $G_m(t)$ ainsi définis sont présentés dans le tableau 16-1.

	K_λ (MPa)	τ_λ (jours)
K_∞	109.78	/
K_1	86.13	0.005
K_2	78.96	0.05
K_3	364.02	0.5
K_4	642.49	5
K_5	1007.98	50
K_6	765.90	500
K_7	194.85	5000
K_8	147.22	50000
K_9	27.78	500000

	G_λ (MPa)	τ_λ (jours)
G_∞	82.34	/
G_1	64.60	0.005
G_2	59.22	0.05
G_3	273.01	0.5
G_4	481.87	5
G_5	755.98	50
G_6	574.43	500
G_7	146.14	5000
G_8	110.42	50000
G_9	20.83	500000

Tableau 16-1 Paramètres viscoélastiques de la matrice.

La figure 16-4 illustre la concordance des résultats de la fonction fluage obtenus par simulation numérique, avec ceux obtenus à partir de l'essai expérimental, ainsi que l'ajustement effectué par le modèle parabolique sur les résultats expérimentaux.

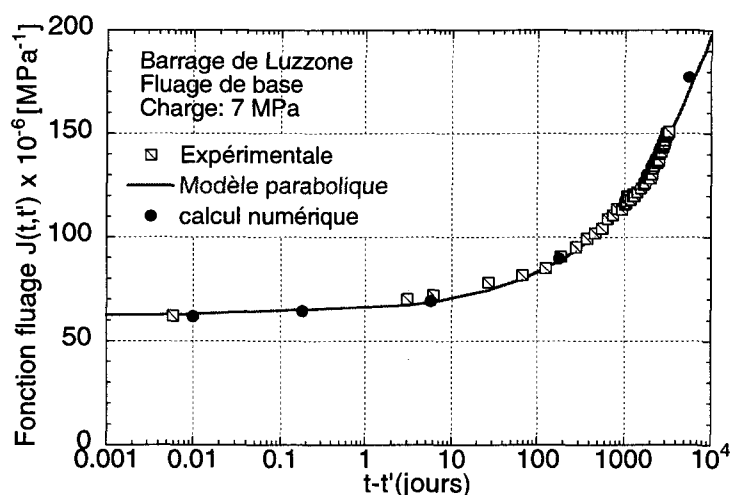


Figure 16-4 Ajustement des paramètres du modèle de Maxwell généralisé sur la courbe expérimentale de fluage.

16.4 Implémentation de l'équivalence temps –température (t,T)

Le modèle utilisé pour la détermination du fluage de base à différentes températures est basé sur la loi d'Arrhenius donnée sous la forme suivante:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \quad (16-8)$$

où E_a est l'énergie d'activation, R constante des gaz parfaits, T température absolue en Kelvin.

La variation de la vitesse de fluage due à la température est modélisée par l'introduction du temps réduit. Elle est effectuée par l'intermédiaire d'une modification (retardation) des temps de relaxation τ_λ en considérant la relation:

$$\eta_\lambda = \frac{\tau_\lambda}{a_T} E_\lambda \quad (16-9)$$

avec

$$a_T = \exp\left[\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T_{essai}}\right)\right] \quad (16-10)$$

L'énergie d'activation E_a est déterminée à travers les essais expérimentaux de fluage à 40 et 55°C, effectués sur les bétons des barrages de Mauvoisin et de Luzzzone.

La modélisation numérique a été effectuée en deux parties. En premier lieu, nous avons effectué des calculs suivant un comportement viscoélastique linéaire en considérant le béton comme homogène. Les paramètres viscoélastiques du matériau sont déduits directement de la courbe de relaxation du composite (figure 16-5) obtenue par inversion de la courbe de fluage expérimentale. Ce calcul nous a permis de valider la méthode et de vérifier les valeurs de l'énergie d'activation déterminées expérimentalement pour les deux bétons.

Ensuite, nous avons refait les calculs, en considérant le béton comme hétérogène, avec l'utilisation des paramètres viscoélastiques de la matrice déterminés suivant la méthode décrite dans le paragraphe précédent.

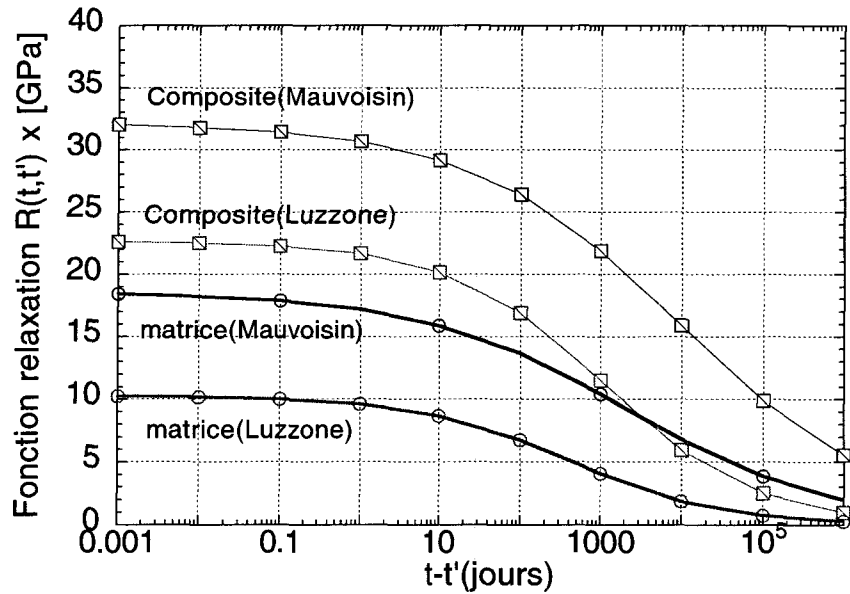
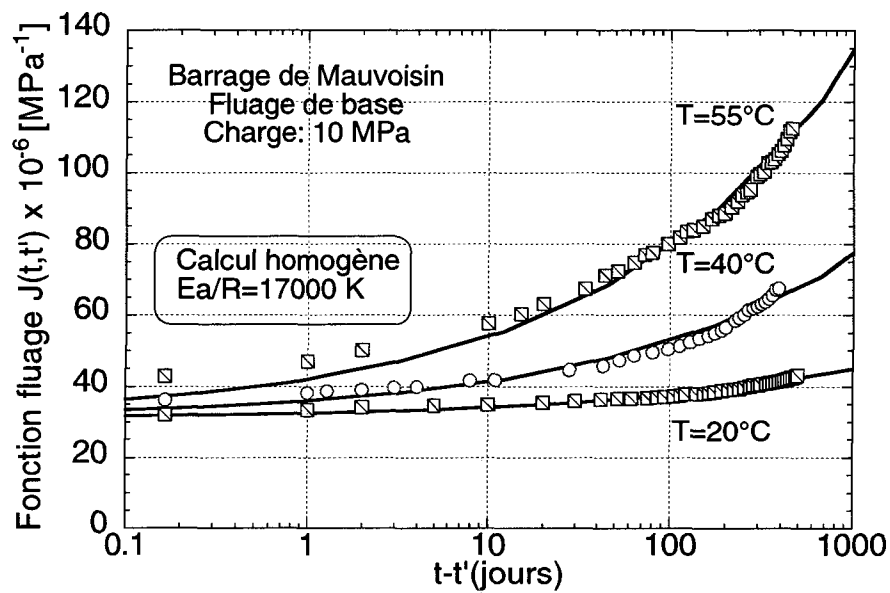
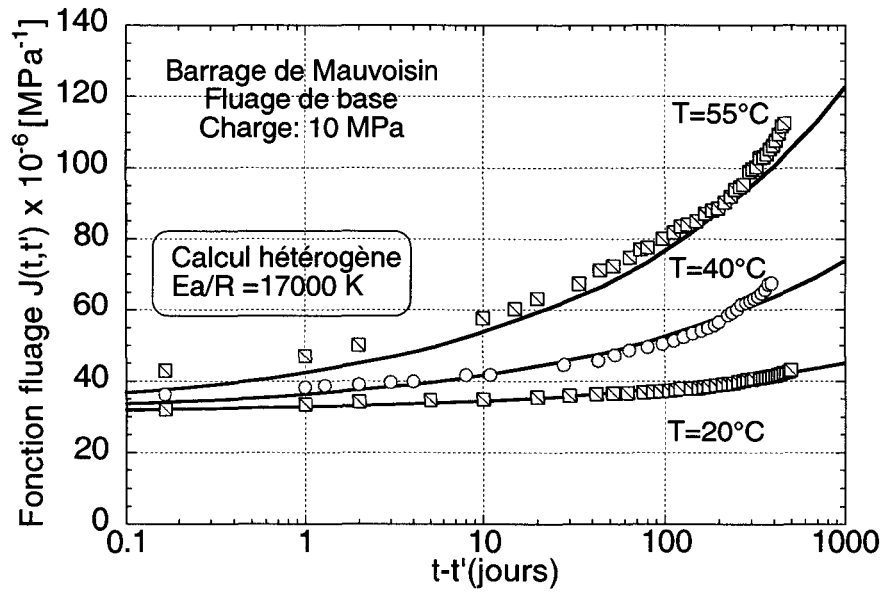


Figure 16-5 Courbes de relaxation des bétons de Mauvoisin et Luzzone. (a) relaxation du composite déduite par inversion de la courbe de fluage expérimentale. (b) relaxation de la matrice obtenue à partir de celle du composite par l'utilisation du modèle de Hashin.

La modélisation numérique des résultats de fluage à diverses températures du béton donne des résultats qui concordent assez bien avec les essais expérimentaux (figures 16-6 et 16-7).

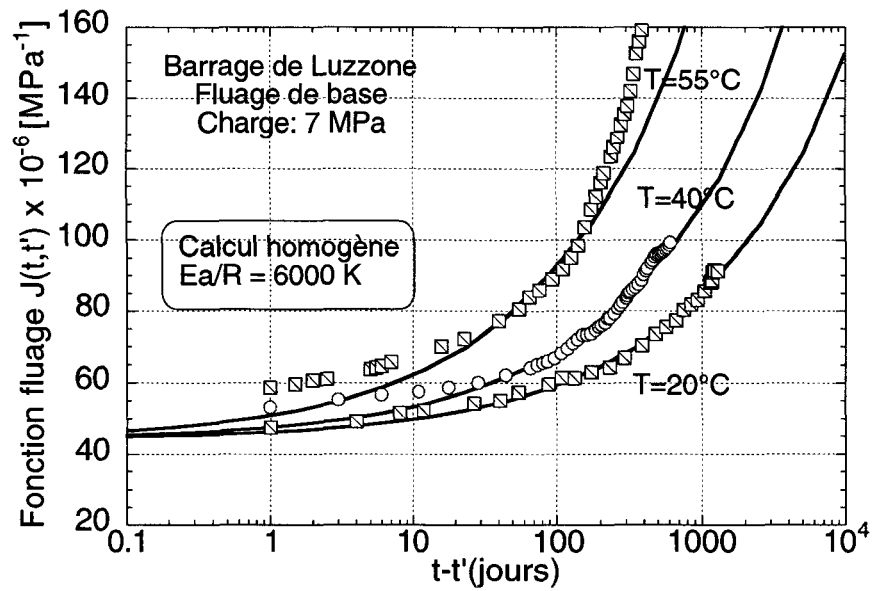


(a)

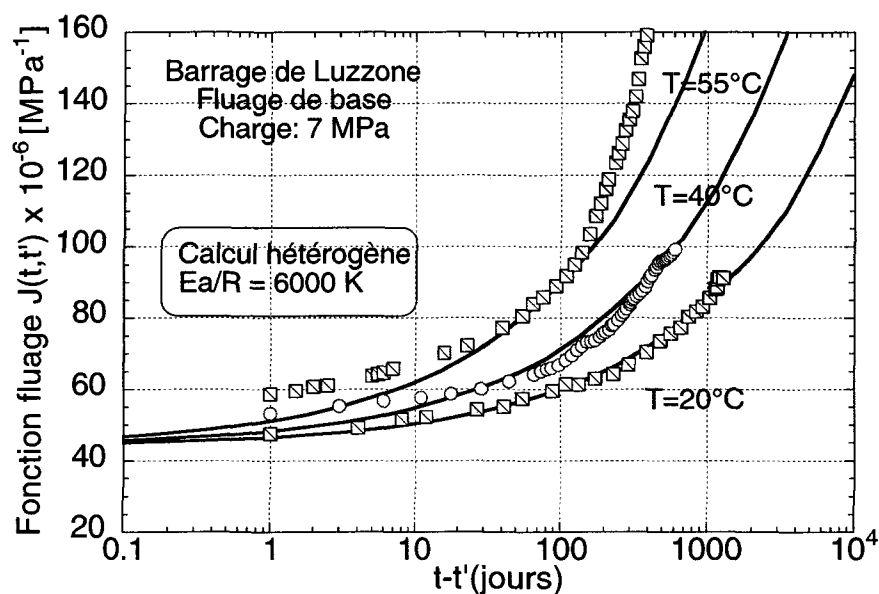


(b)

Figure 16-6 Modélisation des résultats expérimentales de fluage à diverses températures (béton de Mauvoisin). (a) calcul homogène. (b) calcul hétérogène.



(a)



(b)

Figure 16-7 Modélisation des résultats expérimentales de fluage à diverses températures (béton de Luzzzone). (a) calcul homogène. (b) calcul hétérogène.

La figure 16-6 montre un bon ajustement entre la modélisation et les résultats expérimentaux de fluage du béton de Mauvoisin à 40 et 55 °C. En ce qui concerne le béton de Luzzzone, on observe sur la figure 16-7, que le modèle s'ajuste bien à 40 °C, mais pas à 55 °C. A cette température une déviation entre le modèle et les résultats expérimentaux est constaté à long terme.

Selon le type de calcul utilisé (homogène ou hétérogène), le modèle donne des résultats très proches, il n'y a pas de différence significative entre les deux types de calculs. Il est intéressant, de noter que la même énergie d'activation (propre à chaque béton) a été utilisée dans les deux cas.

L'utilisation de l'équivalence temps-température basée sur la loi d'Arrhenius pour modéliser le fluage des bétons de barrage à diverses températures donne des résultats satisfaisants. Les déviations constatées sur le modèle peuvent être liées soit à des erreurs commises sur la détermination de l'énergie d'activation, ou bien sur la dispersion qui peut exister sur les résultats expérimentaux.

Ce modèle a été utilisé pour prédire les déformations de fluage à des températures plus basses (5, 10, et 15 °C). Le calcul a été effectué sur les deux bétons de Mauvoisin et de Luzzzone, les résultats sont présentés sur la figure 16-8.

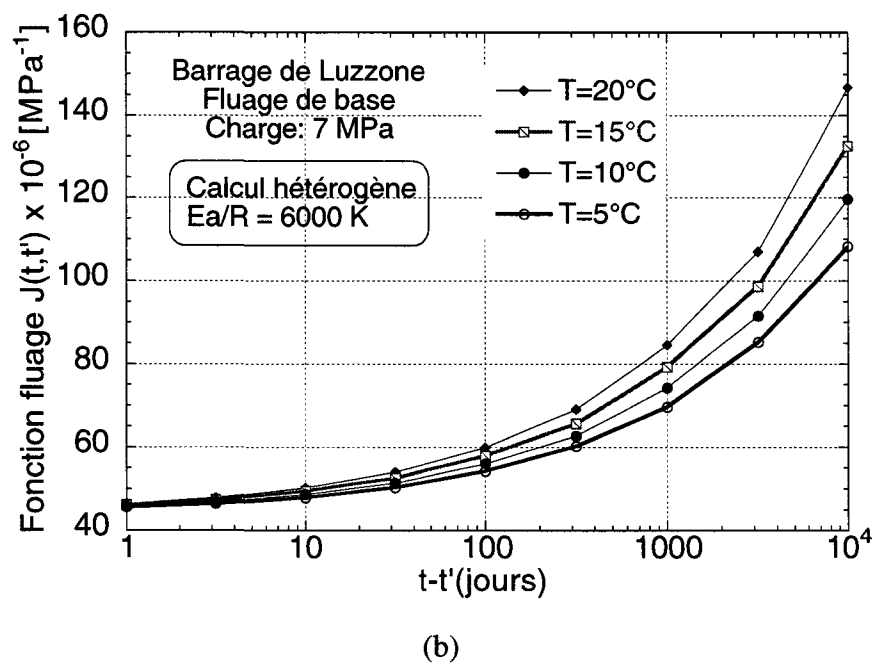
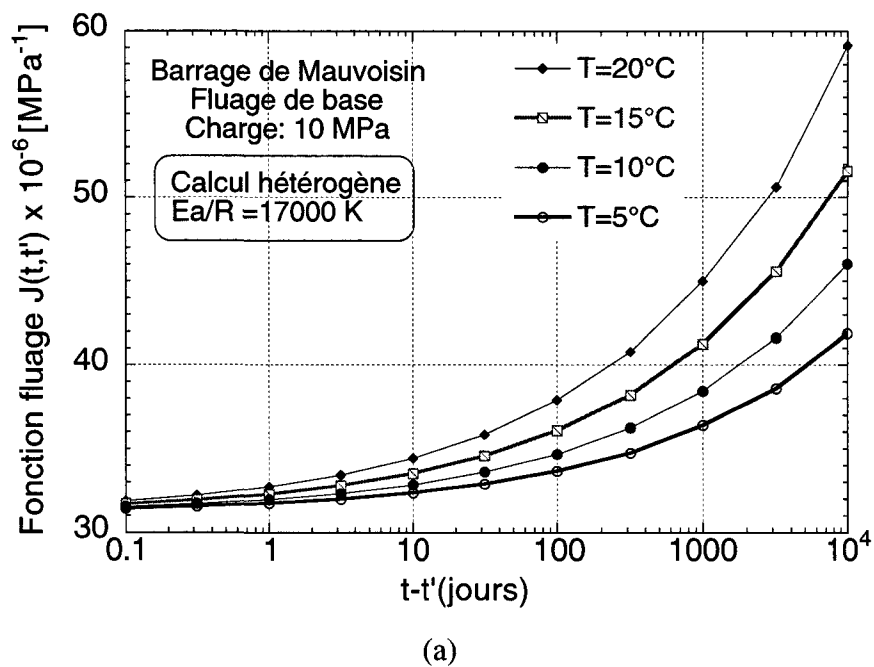


Figure 16-8 Modélisation des fonctions fluage pour des températures plus basses
(a) béton de Mauvoisin (b) béton de Luzzzone.

L'évolution de la moyenne volumique des contraintes axiales $\langle \sigma_{11} \rangle$, obtenue dans chaque phase du composite (matrice et grains) en fonction de la température est présentée sur la figure 16-9. On observe une relaxation des contraintes dans la matrice, et une augmentation de cette contrainte dans la phase granulaire. Cette figure montre que pour des températures plus élevées la phase viscoélastique que constitue la matrice se relaxe beaucoup plus vite, ce qui induit des contraintes plus élevées dans les grains.

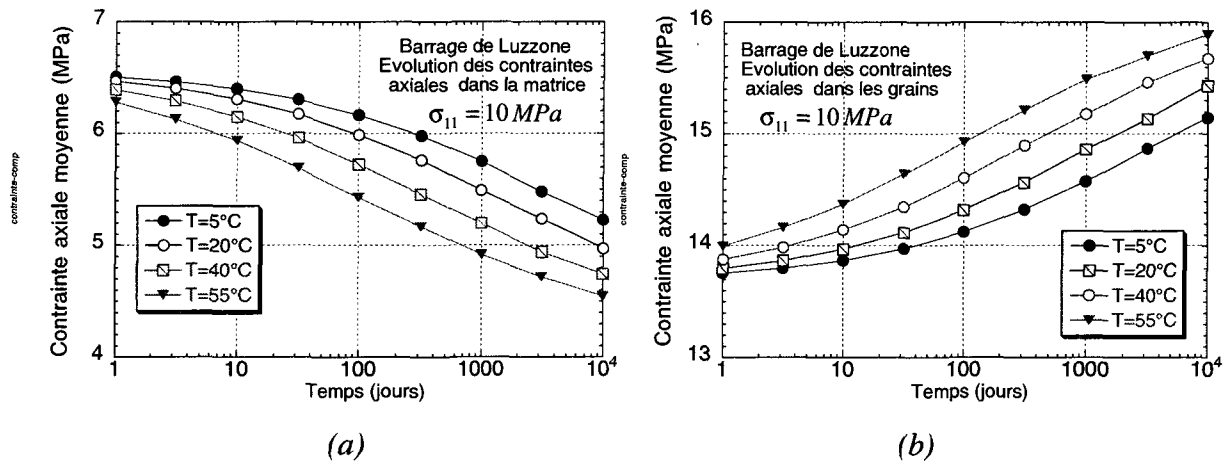


Figure 16-9 Evolution de la moyenne volumique des contraintes axiales $\langle \sigma_{11} \rangle$ en fonction de la température (a) dans la matrice (b) dans les grains.

Chapitre 17

Recherche des propriétés viscoélastiques effectives du béton de barrage étudié

17.1 Introduction

Le béton est un matériau hétérogène et l'ensemble de ses propriétés est déterminés par l'application du concept des propriétés effectives du milieu homogène équivalent. Ce concept élaboré par Hill (1952), (1963), considère les solides hétérogènes comme statistiquement homogènes. Cette approche nécessite des essais exécutés sur des éprouvettes ayant le volume représentatif, ce qui nous permet d'avoir des propriétés du matériau identiques sur l'ensemble des éprouvettes et indépendantes des conditions aux limites. Cependant, dans la pratique nous pouvons trouver beaucoup d'exemples où de tels résultats ne sont pas obtenus en expérience (barrages, enceinte de confinement nucléaire, etc...). Ceci est dû aux couplages des effets d'échelle et des conditions de limites. Lorsque l'hétérogénéité du béton augmente, la détermination des propriétés effectives nécessite des éprouvettes de plus grandes dimensions, alors que les essais de laboratoire sont effectués sur des éprouvettes normalisées de section constante, de formes cylindriques ou cubiques. Cette normalisation est justifiée par la capacité des machines d'essais et des problèmes de manutention.

Dans le cas de matériaux hétérogènes qui ne sont pas statistiquement homogène, Huet (1990), a introduit la notion de propriétés apparentes élastiques. Les propriétés effectives peuvent être encadrées par les propriétés apparentes correspondant aux conditions aux limites cinématiques et statiques uniformes sur le contour du solide. Une extension aux conditions mixtes uniformes sur le contour a été effectuée par Hazanov & Huet (1994). En se basant sur ces résultats théoriques, une étude numérique et expérimentale a été effectuée sur l'influence de la dimension de l'éprouvette et des conditions aux limites sur les propriétés élastiques d'un matériau composite comme le béton par Amieur (1994).

Pour le cas viscoélastique hétérogène les nouveaux théorèmes pour la viscoélasticité obtenus par Huet(1999) ont fourni les bornes et les hiérarchies théoriques des effets d'échelle sur les

tenseurs viscoélastiques statistiques des fonctions de relaxation et de fluage et leurs vitesses qui sont des extensions partielles du cas élastique.

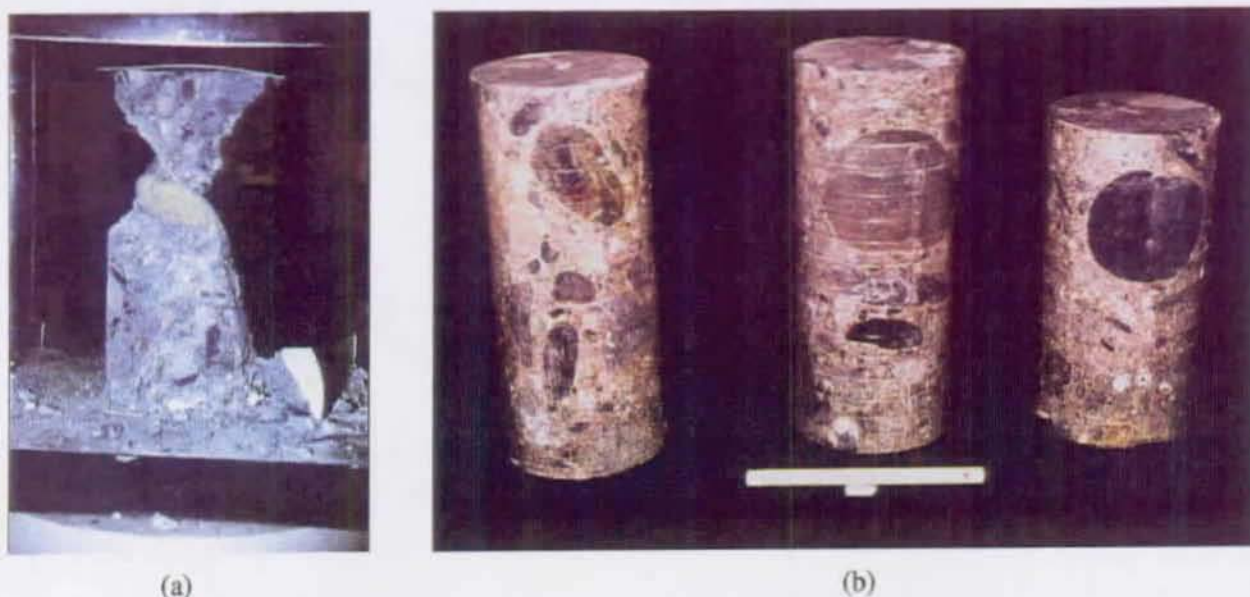


Figure 17-1 Exemple de béton de barrage illustrant le problème d'effet d'échelle.

(a) Essai de compression sur un cylindre de béton n'ayant pas le volume représentatif.

(b) Microstructure de trois éprouvettes de béton de barrage de Mauvosin ($\varnothing = 17$ cm, $h = 40$ cm) avec un diamètre maximum des grains de 120 mm.

17.2 Les propriétés effectives et apparentes d'un solide viscoélastique hétérogène

Nous considérons un corps viscoélastique hétérogène avec des composants viscoélastique linéaire. L'équation constitutive locale de chaque constituant homogène peut être exprimée par deux équations duales données sous une forme intégrale simple de Volterra-Stieltjès avec des noyaux convolutifs. A chaque point x , on relie l'histoire du tenseur des contraintes σ à celle du tenseur des déformations ε et vice-versa:

$$\sigma(x, t) = \int_{0^-}^t r(x, t - v) : d\varepsilon(x, v) = r \circ \varepsilon \quad (17-1)$$

$$\varepsilon(x, t) = \int_{0^-}^t f(x, t - v) : d\sigma(x, v) = f \circ \sigma \quad (17-2)$$

où r est le tenseur local de la fonction de relaxation et f le tenseur local de la fonction fluage, r et f sont des tenseurs du quatrième ordre. Le symbole \circ représente le produit de convolution de Stieltjes entre scalaires ou tenseurs.

Les propriétés effectives d'un corps viscoélastique linéaire hétérogène ayant le volume représentatif, peuvent être définies par des relations convolutives linéaire entre la moyenne volumique du tenseur des contraintes et celui des déformations

$$\langle \sigma \rangle = r^{eff} \circ \langle \varepsilon \rangle \quad ; \quad \langle \varepsilon \rangle = f^{eff} \circ \langle \sigma \rangle \quad (17-3)$$

où r^{eff} et f^{eff} représentent respectivement les tenseurs des fonctions effectives de relaxation et de fluage et $\langle a \rangle$ la moyenne volumique ou spatiale de la variable a .

Le concept de propriétés effectives est valable uniquement pour des solides hétérogènes ayant le volume représentatif. Dans ce cas, la relation entre la moyenne volumique du tenseur des contraintes avec celle du tenseur des déformations ne dépend pas des conditions aux limites.

Lorsque le volume représentatif n'est pas accessible, Huet (1997), (1999), les propriétés viscoélastiques du béton dépendront à la fois de la dimension de l'éprouvette et des conditions aux limites et sont appelées propriétés apparentes et l'ensemble des déformations et des contraintes apparentes notées respectivement ε^{app} et σ^{app} . Pour un solide déformable occupant un domaine D avec un contour extérieur ∂D et l'aire correspondante $d\Sigma$, elles sont définies en terme de vecteur déplacement sur le contour ξ et du vecteur force P par

$$\sigma^{app} = \frac{1}{V} \int_{\partial D} sym (P \otimes x) d\Sigma \quad (17-4)$$

$$\varepsilon^{app} = \frac{1}{V} \int_{\partial D} sym (\xi \otimes n) d\Sigma \quad (17-5)$$

où \otimes est le produit tensoriel. Ils sont indépendants de la constitution interne du matériau et des propriétés de ses constituants. Selon le concept des propriétés apparentes, ils sont directement accessibles à l'expérience par la mesure des déplacements ξ et des forces P appliqués sur le contour extérieur du spécimen. Pour des corps non chargés et exempts de fissures, σ^{app} et ε^{app} coïncide avec les moyennes volumique des déformations et des contraintes locaux sur le domaine D . Dans le cas viscoélastique isotherme, l'équation constitutive globale (ou macroscopique) qui relie σ^{app} et ε^{app} est donnée par :

$$\sigma^{app} = r^{app} \circ \varepsilon^{app} \quad ; \quad \varepsilon^{app} = f^{app} \circ \sigma^{app} \quad (17-6)$$

r^{app} et f^{app} sont respectivement les tenseurs des fonctions apparentes de relaxation et de fluage (noyaux de convolution) du corps endommagé. Généralement elles dépendent des conditions aux limites, Huet (1990), (1997). Pour des corps plus grands que l'élément de volume représentatif (EVR) quand ils existent, ils deviennent les noyaux effectives correspondants à r^{eff} et f^{eff} . Ces fonctions ne dépendent pas des conditions aux limites et peuvent être directement utilisés comme propriétés du milieu homogène équivalent.

Deux importants types de conditions aux limites, cinématique uniforme sur le contour (ε_0 -CCUC) et statique uniforme sur le contour (σ_0 -SUBC) sont utilisés dans le cas viscoélastique. Ces conditions aux limites fournissent les limites inférieures et supérieures pour toutes les conditions mixtes, Huet (1990), Hazanov & Huet (1994) pour le cas élastique non endommagé et Huet (1997) pour le cas élastique endommagé et (1999), (2001) pour le cas viscoélastique.

Les conditions cinématique en fonction du temps ε_0 -CCUC sont définies en l'absence de forces de volume, $F^d = 0 \forall t$, et en écrivant l'histoire du déplacement sous la forme $\xi^d(x, u) = \varepsilon_0(u) \cdot x$, imposé sur le contour ∂D du domaine en tout temps u , avec ε_0 uniforme sur tout le contour extérieur et la fonction continue par morceaux en fonction du temps est négligée de la même manière pour les temps négatifs. Sous ces conditions $\varepsilon^{app}(u) = \varepsilon_0(u) \forall u$ est indépendant du comportement du matériau. Dans ce cas, les noyaux apparents de relaxation et de fluage sont notés respectivement r_ε^{app} et f_ε^{app} .

Les conditions statiques en fonction du temps ε_0 -CSUC sont définies en l'absence de forces de volume, $F^d = 0 \forall t$, et en écrivant l'histoire du vecteur de contrainte $P^d(x, u) = \sigma_0(u) \cdot n$ imposé sur le contour ∂D du domaine en tout temps u , avec σ_0 qui sera uniforme sur tout le contour extérieur et la fonction continue par morceaux en fonction du temps est négligée de la même manière pour les temps négatifs. Sous ces conditions $\sigma^{app}(u) = \sigma_0(u) \forall u$ est indépendant du comportement du matériau. Dans ce cas, les noyaux apparents de relaxation et de fluage sont notés respectivement r_σ^{app} and f_σ^{app} .

Dans le cas des conditions uniforme sur le contour, la condition de séparation de Hill est toujours vérifiée. Ceci signifie que n'importe qu'elle fonction globale d'énergie, prend la même valeur une fois exprimée par des variables apparentes ou locales par l'intégration de volume voir Huet (1995), (1997) pour le cas viscoélastique. En raison de son indépendance des conditions aux

limites, la condition de séparation de Hill est toujours remplie pour l'élément de volume représentatif (EVR), puis qu'elle est toujours vérifiée pour les conditions uniformes sur le contour.

Pour n'importe quel corps D_α , soumis aux conditions uniforme sur le contour ε_0 -CCUC et σ_0 -CSUC, les fonctions individuelles apparentes de relaxation et de fluage peuvent être définies par l'ensemble des équations constitutive suivante:

$$\sigma_\alpha^{app} = r_{\varepsilon\alpha}^{app} \circ \varepsilon_\alpha^{app} \quad ; \quad \varepsilon_\alpha^{app} = f_{\varepsilon\alpha}^{app} \circ \sigma_\alpha^{app} \quad ; \quad r_{\varepsilon\alpha}^{app} \circ f_{\varepsilon\alpha}^{app} = I^4 H(t), \quad (17-7)$$

$$\varepsilon_\alpha^{app} = f_{\sigma\alpha}^{app} \circ \sigma_\alpha^{app} \quad ; \quad \sigma_\alpha^{app} = r_{\sigma\alpha}^{app} \circ \varepsilon_\alpha^{app} \quad ; \quad r_{\sigma\alpha}^{app} \circ f_{\sigma\alpha}^{app} = I^4 H(t), \quad (17-8)$$

avec I^4 est le tenseur unité d'ordre quatre et $H(t)$ est l'histoire des fonctions unité d'Heaviside

Pour un ensemble aléatoire N de spécimens D_α , les propriétés statistiques correspondantes sous ε_0 -CCUC et σ_0 -CSUC, sont définies par les moyennes stochastiques relatives à chaque cas individuel.

$$r_\varepsilon^{app} = \overline{r_{\varepsilon\alpha}^{app}} \equiv \frac{1}{N} \sum_\alpha r_{\varepsilon\alpha}^{app} \quad (17-9)$$

$$f_\sigma^{app} = \overline{f_{\sigma\alpha}^{app}} \equiv \frac{1}{N} \sum_\alpha f_{\sigma\alpha}^{app} \quad (17-10)$$

et :

$$r_\sigma^{app} = (f_\sigma^{app})^{-1} \quad (17-11)$$

$$f_\varepsilon^{app} = (r_\varepsilon^{app})^{-1} \quad (17-12)$$

On prendra garde au fait que pour passer de f^{app} à r^{app} , il faut prendre l'inverse de la moyenne stochastique et non la moyenne des inverses individuelles.

17.3 Détermination numérique du volume représentatif

Dans ce paragraphe, nous allons examiner une stratégie d'évaluation des tenseurs effectifs des fonctions de relaxation et de fluage d'un corps initial D_0 (prisme : $200 \times 200 \times 400 \text{ mm}^3$) par l'intermédiaire d'essais réalisés séparément sur des éprouvettes obtenues à partir d'une partition hiérarchique du corps initial D_0 (figure 17-2). La stratégie consiste à calculer les propriétés apparentes pour les différentes partitions et d'évaluer ensuite la taille de l'élément de volume représentatif et des propriétés effectives en utilisant la convergence des résultats lorsque la taille augmente cf. Huet (1990), (1999), Guidoum (1994), Guidoum et al (1998).

Le calcul a été effectué avec le même code et le même modèle de béton numérique décrit dans le paragraphe 16-2. Le béton est considéré comme étant un matériau hétérogène à deux phases, constitué d'une matrice à comportement viscoélastique linéaire et des inclusions sphériques à comportement élastique. Les propriétés viscoélastiques de la matrice sont représentées par les fonctions de relaxation $K_m(t)$ et $G_m(t)$, et les propriétés élastiques des granulats sont représentées par le module de Young $E_g = 60 \text{ GPa}$ et le coefficient de Poisson $\nu_g = 0.2$.

Dans l'étude des effets d'échelle, il est intéressant de considérer la forme et la géométrie de l'éprouvette, ainsi que les conditions aux limites. Nous avons considéré deux variantes de partition dans lesquelles l'éprouvette initiale est subdivisée en trois parties hiérarchiques. La première variante est caractérisée par une subdivision progressive de la section transversale de l'éprouvette initiale ($S_1 = 200 \times 100 \text{ mm}^2$, $S_2 = 100 \times 100 \text{ mm}^2$, $S_3 = 100 \times 50 \text{ mm}^2$), sans changement de la hauteur ($h = 400 \text{ mm}$). Par contre, la deuxième variante est caractérisée par une diminution progressive de la hauteur de l'éprouvette initiale ($h_1 = 200 \text{ mm}$, $h_2 = 100 \text{ mm}$, $h_3 = 50 \text{ mm}$), sans changement de la section transversale ($S = 200 \times 200 \text{ mm}^2$).

Il est important de remarquer que pour les deux partitions, nous avons des dimensions d'éprouvettes différentes avec un volume individuel identique au niveau de chaque subdivision. ($V_0 = 0.016 \text{ m}^3$, $V_1 = 0.008 \text{ m}^3$, $V_2 = 0.004 \text{ m}^3$, $V_3 = 0.002 \text{ m}^3$). Deux conditions aux limites seront appliquées, les conditions statiques uniformes sur le contour (σ_0 -SUBC) pour étudier les fonctions fluage et les conditions cinématiques uniformes sur le contour (ε_0 -CCUC) pour étudier la relaxation.

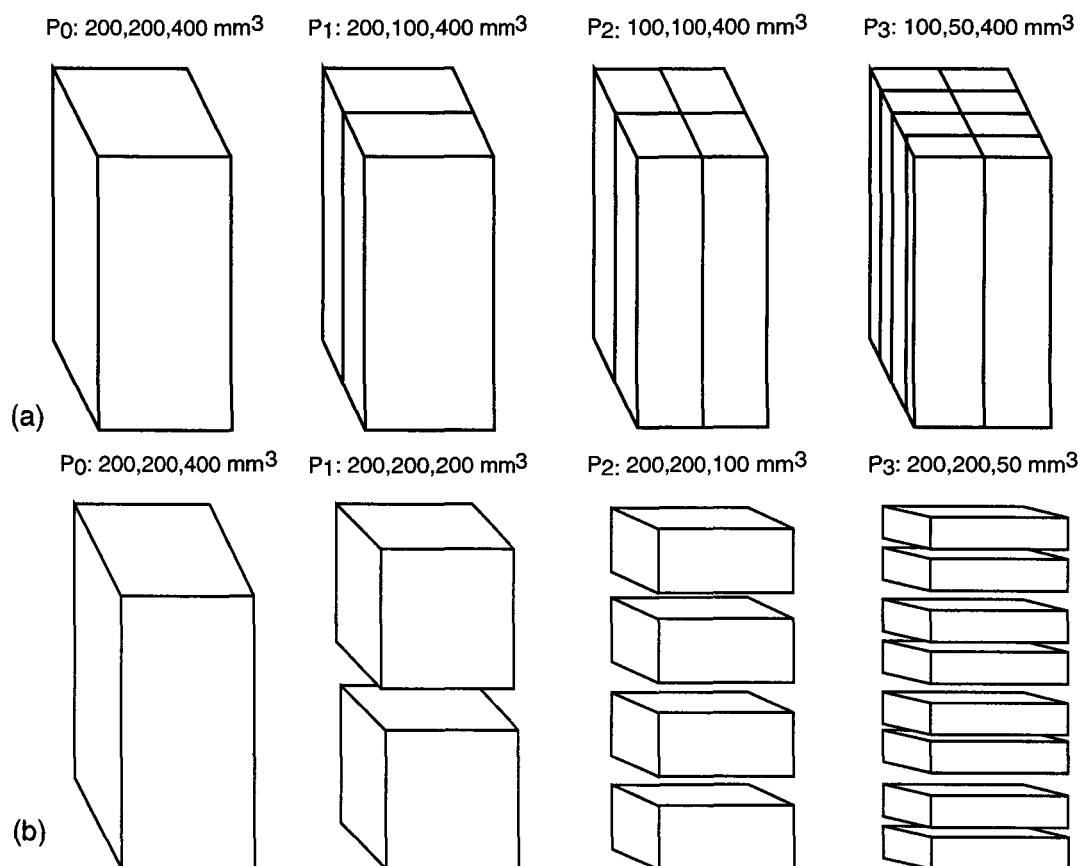


Figure 17-2 Subdivision de l'élément initial en trois parties hiérarchiques (2,4 et 8 éprouvettes). (a) Variante I : La hauteur est maintenue constante.
(b) variante II : La section est maintenue constante.

17.3.1 Effet d'échelle sur les fonctions de relaxation

Nous considérons les conditions cinématiques uniformes sur le contour ε_0 - CCUC en imposant $\varepsilon_0(t)$ par l'intermédiaire d'une fonction échelon $\varepsilon_0^0 H(t)$. Les mêmes conditions aux limites de type CCUC sont appliquées à D_0 et pour chaque D_α , tous les corps ont la même déformation apparente $\varepsilon_0(t)$. Pour chaque D_α nous définissons le tenseur de la fonction de relaxation apparent $r_{\varepsilon\alpha}^{app}(t)$ en utilisant l'équation (17-7).

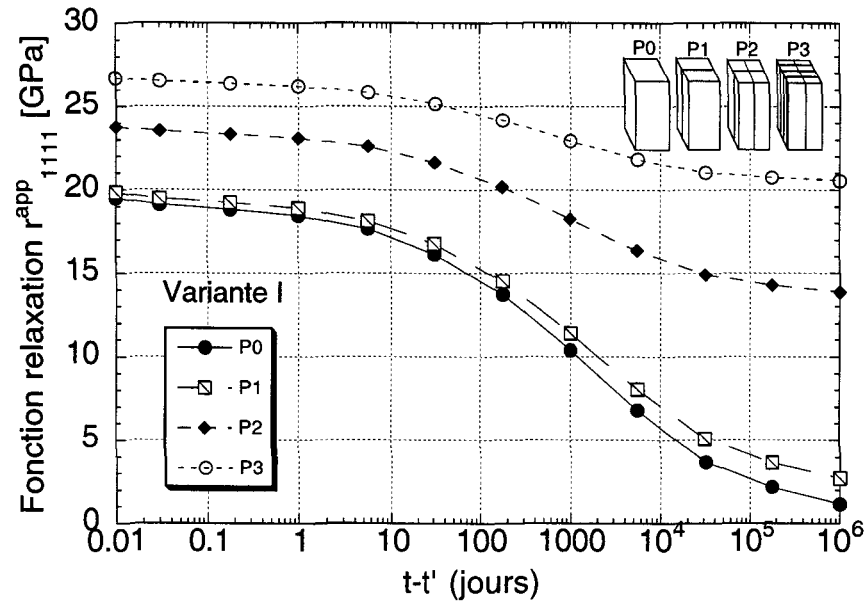
Nous considérons l'ensemble des différentes partitions ($P_\beta; \beta = 0, 3$) du domaine initial figure 17-2b. La partition P_0 correspond au domaine initial D_0 et on note $r_{\varepsilon}^{app,\beta}(t)$ le tenseur statistique de la fonction de relaxation apparente associé à la partition P_β . Pour chaque partition D_α , le calcul effectué sur chaque propriété individuelle apparente se fait de la même manière que sur le

corps initial D_0 , ensuite la moyenne stochastique est calculée selon l'équation (17-9). Sur les résultats présentés sur la figure 17-3, nous observons sur les deux variantes la relation d'ordre suivante, obtenus sur la durée de temps étudiée (10^{-3} à 1000 jours) :

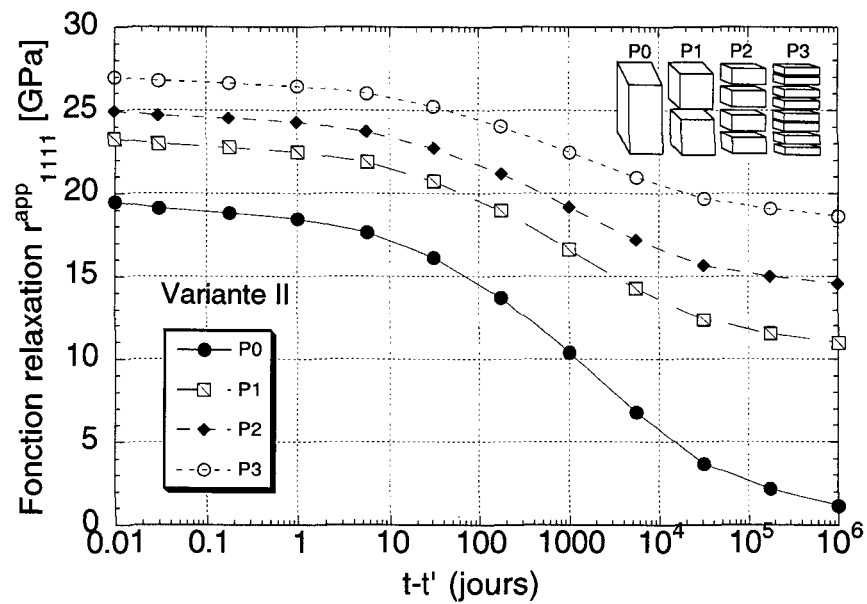
$$r_{\varepsilon 1111}^{app,0}(t) < r_{\varepsilon 1111}^{app,1}(t) < r_{\varepsilon 1111}^{app,2}(t) < r_{\varepsilon 1111}^{app,3}(t) \quad (17-13)$$

Ces résultats sont conformes aux résultats théoriques obtenus dans Huet (1999). On observe sur la figure 17-3 les courbes des fonctions de relaxation apparentes pour les deux types de découpage, la figure 17-3a représente la variante I, et la figure 17-3b représente la variante II. On constate que pour les partitions $P_2(0.5V_0)$ et $P_3(0.125V_0)$, nous avons obtenus des courbes de relaxation apparentes très proches, alors que pour la partition $P_1(0.5V_0)$, la fonction de relaxation apparente pour la variante II est supérieure à celle de la variante I. La forme de la première partition P_1 de la variante I est très proche de l'éprouvette initiale P_0 , la dimension de l'éprouvette dans le sens de la sollicitation a une influence plus importante que les autres dimensions.

La figure 17-3 montre l'évolution des fonctions de relaxation apparentes (variante I) en fonction du temps et en fonction des dimensions des éprouvettes (rapport volumique). Le contraste observé entre les valeurs de la relaxation apparente en fonction du temps est plus important pour l'éprouvette initiale que pour les éprouvettes de plus petites dimensions. Cet écart se réduit considérablement pour des partitions plus fines, les éprouvettes de plus grandes dimensions se relaxent plus que les petites éprouvettes. Ceci peut s'expliquer par le fait que pour des conditions aux limites de type CCUC, plus la partition est fine, plus on tend vers le modèle de Hill-Voigt.



(a)



(b)

Figure 17-3 Répartition hiérarchique des fonctions de relaxation apparentes statistiques $r_{\epsilon_{1111}}^{app}$, obtenues sous des conditions cinématiques (ϵ_0 - CCUC), (a) variante I, (b) variante II.

17.3.2 Effet d'échelle sur les fonctions fluage

La même procédure est appliquée pour des conditions statiques uniformes sur le contour (σ_0 -SUBC) en imposant $\sigma_0(t)$ par l'intermédiaire d'une fonction échelon d'Heaviside $\sigma_0^0 H(t)$. Les mêmes conditions aux limites sont appliquées à D_0 et pour chaque partition D_α , tous les corps ont la même contrainte apparente $\sigma_0(t)$. Pour chaque D_α , nous définissons le tenseur de la fonction fluage apparent $f_{\sigma\alpha}^{app}(t)$ en utilisant l'équation (17-10). Le résultat numérique est présenté pour $f_{\sigma1111}^{app}$ sur la figure 17-4.

Comme on peut l'observer sur la figure 17-4, la relation d'ordre est obtenue pour les deux variantes sur toute la durée de temps étudiée

$$f_{\sigma1111}^{app,0} < f_{\sigma1111}^{app,1} < f_{\sigma1111}^{app,2} < f_{\sigma1111}^{app,3} \quad (17-14)$$

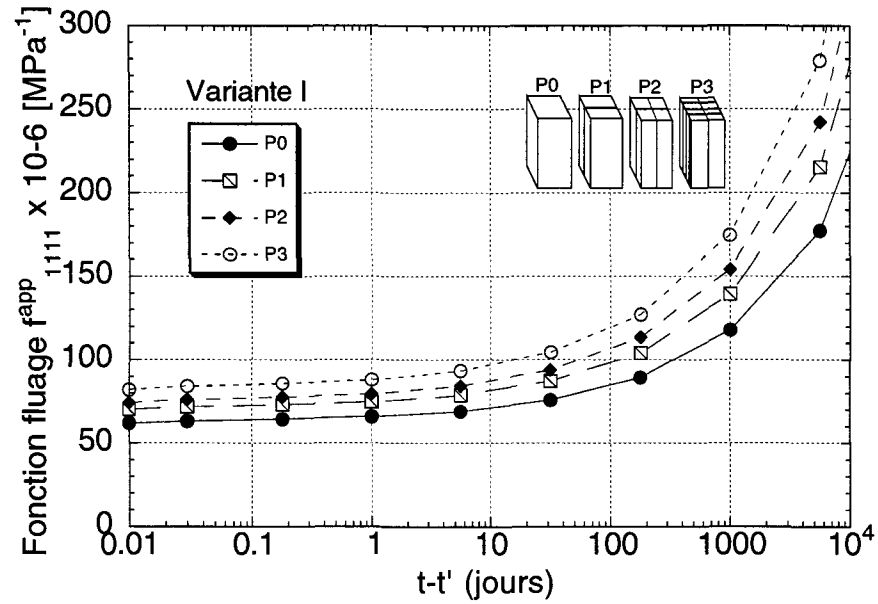
Les figures 17-4 et 17-5 montrent l'évolution des fonctions de fluage apparentes en fonction du temps et en fonction des dimensions des éprouvettes. La figure 17-4 montre que les fonctions fluage apparentes en fonction des partitions sont très proches pour les deux variantes, et les fonctions fluage apparentes de la variante I présentent un plus grand contraste en fonction de la finesse des partitions.

Le contraste observé entre les valeurs du fluage apparent en fonction du temps est plus important pour les éprouvettes de petites dimensions que pour l'éprouvette initiale. Cet écart augmente pour des partitions plus fines, les déformations de fluage obtenues sur les éprouvettes de plus petites dimensions sont beaucoup plus grandes que celles obtenues sur les éprouvettes de grandes dimensions. Ceci peut s'expliquer par le fait que pour des conditions aux limites de type CSUC, plus la partition est fine, plus on tend vers le modèle de Hill-Reuss.

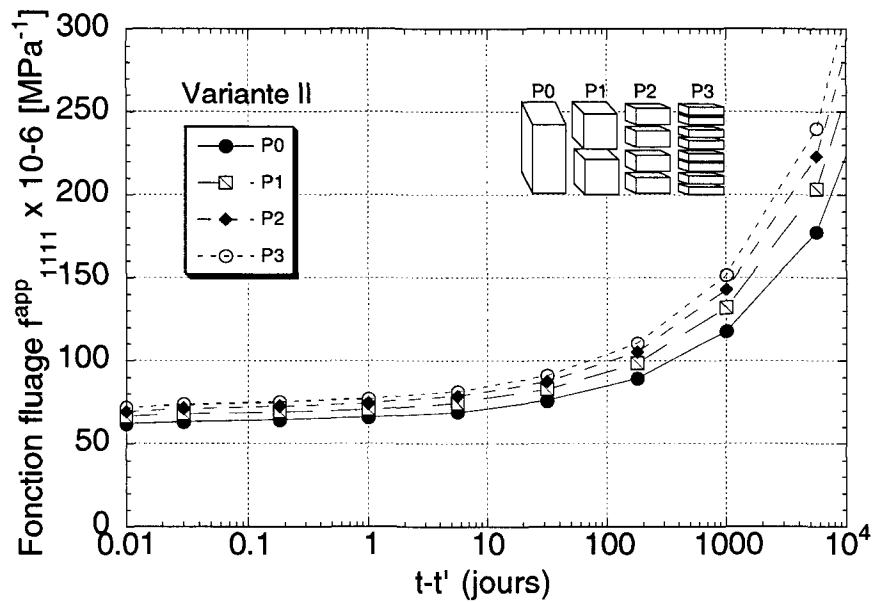
On doit rappeler ici que les relations d'ordre théorique obtenues pour le tenseur de relaxation sont valides pour chaque histoire de contrainte, alors que pour le tenseur de fonction de fluage, elles sont valides pour l'histoire d'un échelon de contrainte seulement, Huet (1999).

Les fonctions fluages obtenues sur des éprouvettes soumises aux conditions mixtes (CMUC), Huet et Hazanov (1994), sont présentées sur la figure 17-8. Ce type de conditions aux limites correspond au cas, où une partie de l'éprouvette est soumise à des conditions statiques, et l'autre partie à des conditions cinématiques. Les résultats présentés correspondent au cas où les deux faces opposées (orthogonale à l'axe z) de l'éprouvette, sont soumises à des déplacements imposés, et les autres faces restent libres. Les fonctions fluage apparentes mixtes sont toujours

comprises entre les deux fonctions fluage apparentes, obtenues sous les deux autres types de conditions aux limites (CSUC et CCUC). Plus la partition est fine les fonctions fluages mixte f_{m1111}^{app} se rapprochent des fonctions fluage obtenues sous les conditions statiques $f_{\sigma1111}^{app}$.



(a)



(b)

Figure 17-4 Répartition hiérarchique des fonctions fluage apparentes statistiques $f_{\sigma1111}^{app}$, obtenues sous des conditions statiques (σ_0 -SUBC), (a) variante I, (b) variante II

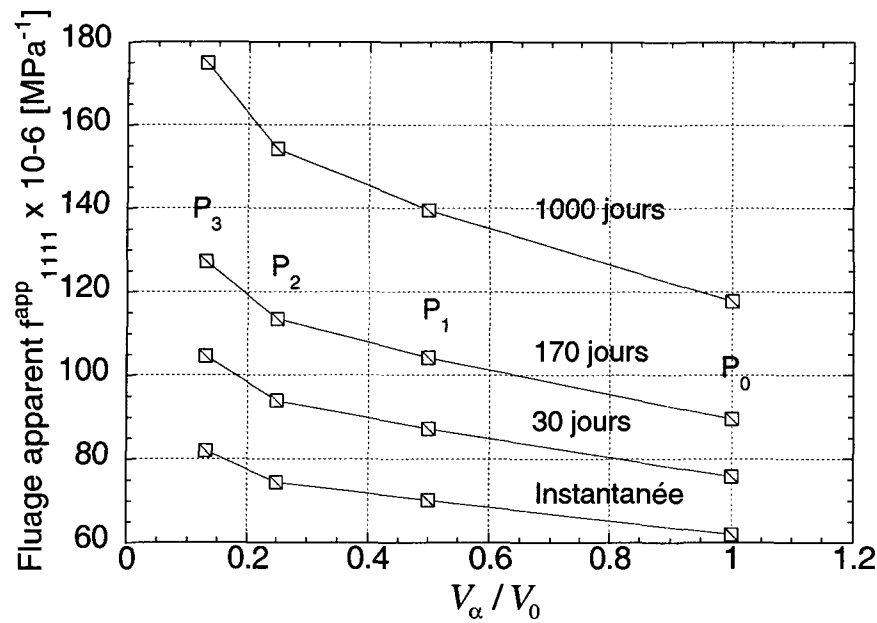


Figure 17-5 Fonctions fluage apparente $f_{\sigma 1111}^{app}$ en fonction du rapport volumique

Pour la suite des calculs, nous avons considéré le découpage de la variante I, (hauteur constante et section variable). Les éprouvettes de la variante I avec $h > d$ sont plus utilisées dans la pratique, et le côté de la section $d = 20$ cm représente la dimension la plus faible de l'éprouvette.

Les figures 17-6 et 17-7 illustrent respectivement l'évolution des fonctions apparentes statistiques de relaxation ($r_{\sigma 1111}^{app}$ et $r_{\epsilon 1111}^{app}$) et de fluage ($f_{\sigma 1111}^{app}$ et $f_{\epsilon 1111}^{app}$), obtenues selon les deux types de conditions aux limites (CSUC et CCUC). La figure 17-8 représente la variation des trois fonctions apparentes statistiques de fluage obtenues pour les conditions statiques, cinématiques et mixtes ($f_{\sigma 1111}^{app}$, $f_{\epsilon 1111}^{app}$ et $f_{m 1111}^{app}$), en fonction du volume V_{α} du corps D_{α} rapporté au volume V_0 du domaine initial D_0 , pour quatre temps donnés. On constate que le contraste entre les fonctions fluage augmente avec le temps et avec la finesse des partitions. L'éprouvette initiale D_0 ne peut pas être considéré comme ayant le volume représentatif, puisque les fonctions fluages obtenues suivant les différentes conditions aux limites ne coïncident pas. Il est à noter que les fonctions fluage apparentes mixtes sont toujours comprises entre les fonctions fluage apparentes statiques et cinématiques, ce qui permet d'avoir des propriétés plus proche des propriétés effectives. La représentation en échelle semi-logarithmique de l'écart entre les deux fonctions fluage relatives, calculées sous les deux conditions uniformes sur le contour (CSUC, CCUC), figure 17-9, montre que l'écart varie presque linéairement en fonction du rapport volumique des partitions.

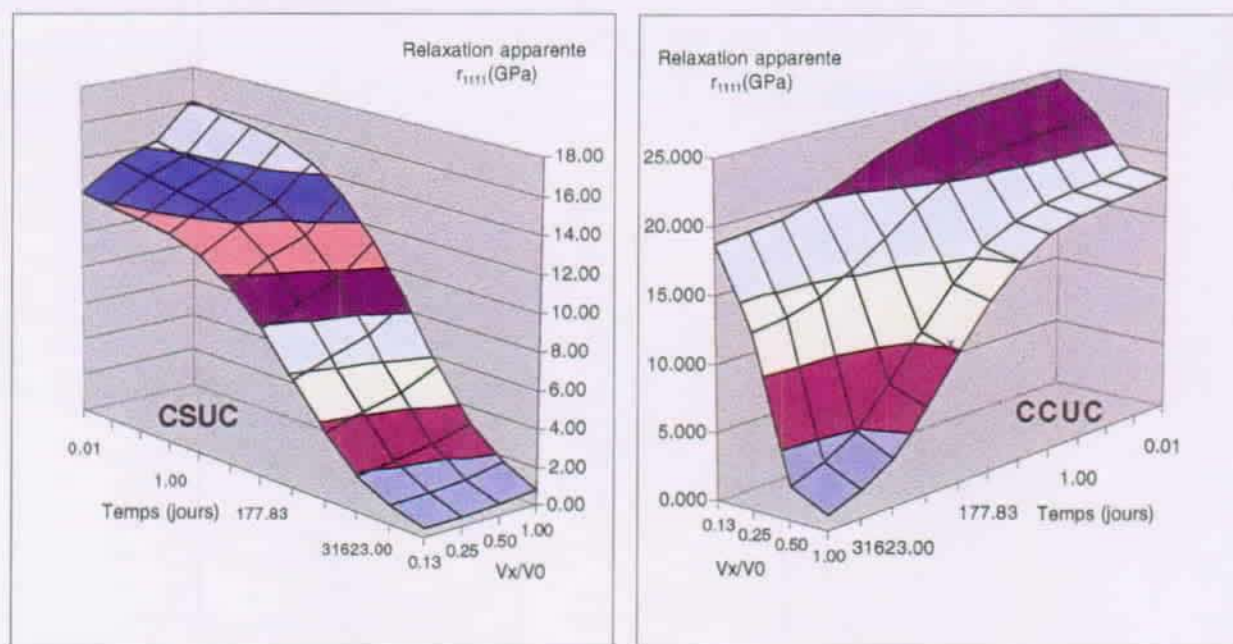


Figure 17-6 Evolution des fonctions de relaxation apparentes statistiques $r_{\sigma 1111}^{app}$ et $r_{\epsilon 1111}^{app}$ en fonction de la finesse de partition.

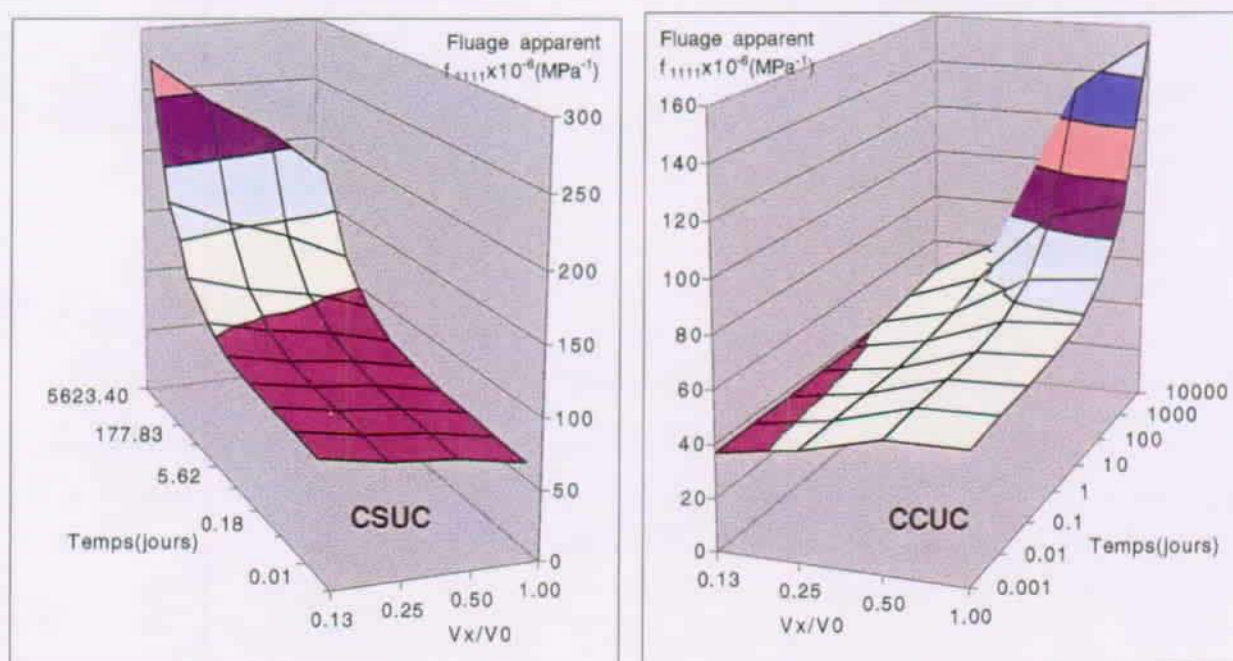


Figure 17-7 Evolution des fonctions fluage apparentes statistiques $f_{\sigma 1111}^{app}$ et $f_{\epsilon 1111}^{app}$ en fonction de la finesse de partition.

Après avoir ajusté ces valeurs par des droites de régression, le volume effectif est déterminé par l'intersection de ces droites avec la valeur zéro (l'écart entre les deux fonctions fluage est nul). On constate que ces droites de régression données en fonction du temps coupent l'axe des abscisses pour des valeurs de V/V_0 , comprises entre 1.8 et 2.09. Le volume effectif trouvé est $V_{eff} = 2V_0$, ce qui correspond à une éprouvette de 40 cm de diamètre, au lieu des 20 cm utilisée.

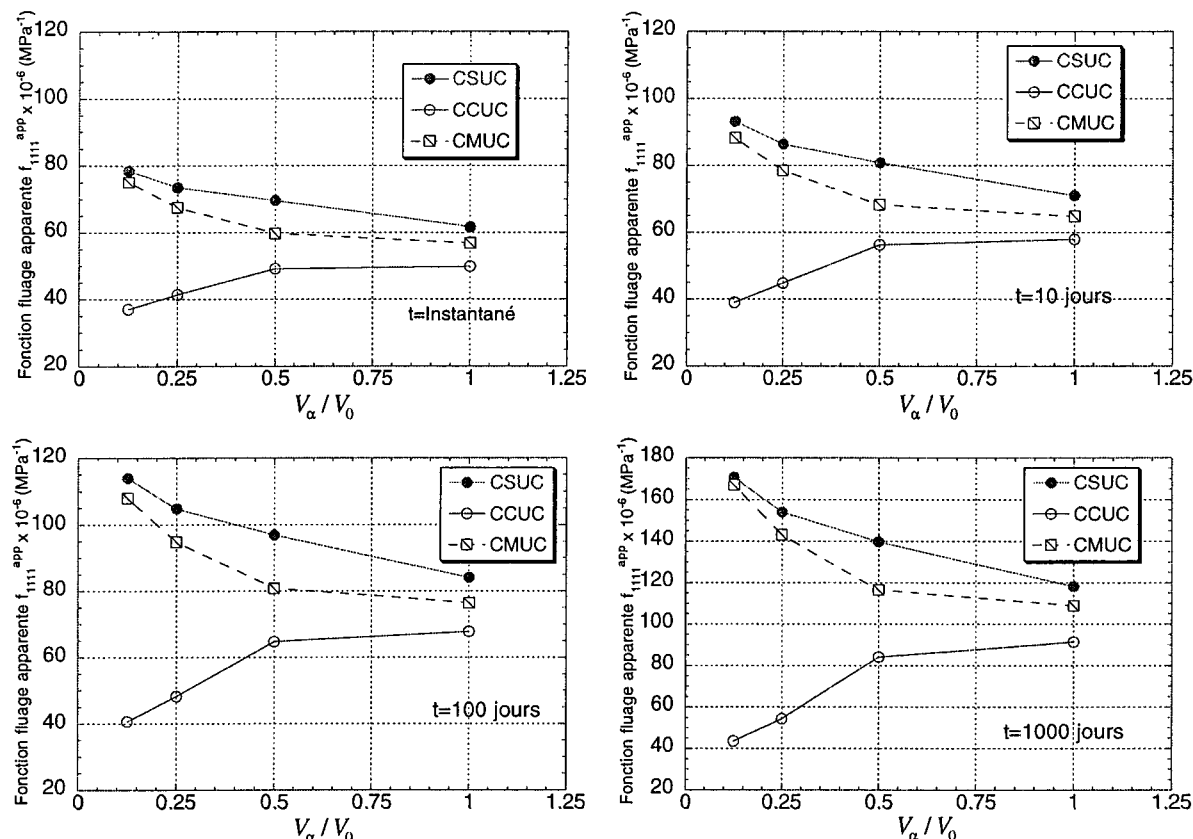


Figure 17-8 Comparaison des fonctions fluage apparentes statistiques obtenues sous trois types de conditions aux limites uniformes

La fonction fluage correspondant à un volume effectif $V_{eff} = 2V_0$, a été estimée pas à pas pour chaque temps, par la détermination des points d'intersection entre les droites de régression correspondant aux deux types de conditions aux limites (CSUC, CCUC). On constate que la fonction fluage effective est plus faible que la fonction fluage obtenue sur l'éprouvette initiale de volume V_0 , ce qui est conforme à la répartition hiérarchique (figure 17-10).

Sur la figure 17-11, nous avons présenté l'évolution des fonctions fluage en fonction des partitions, du temps et de la température. On observe que la température a une influence sur les

effets d'échelle, même si le contraste n'est pas très important pour 40 et 55 °C, il est tout à fait clair, qu'il sera plus grand pour des températures plus élevées.

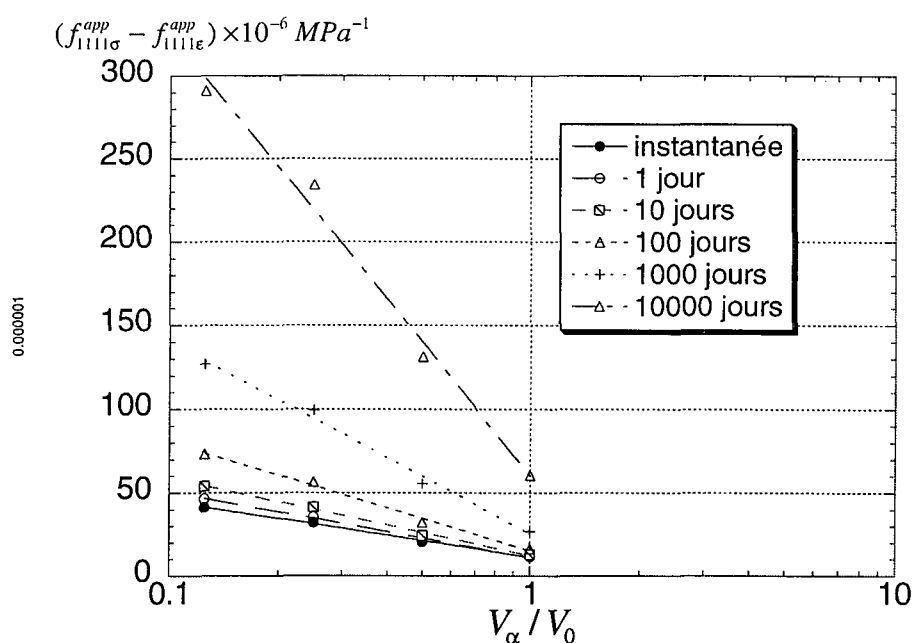


Figure 17-9 Evolution de l'écart $(f_{\sigma 1111}^{app} - f_{\epsilon 1111}^{app})$ en fonction du rapport volumique

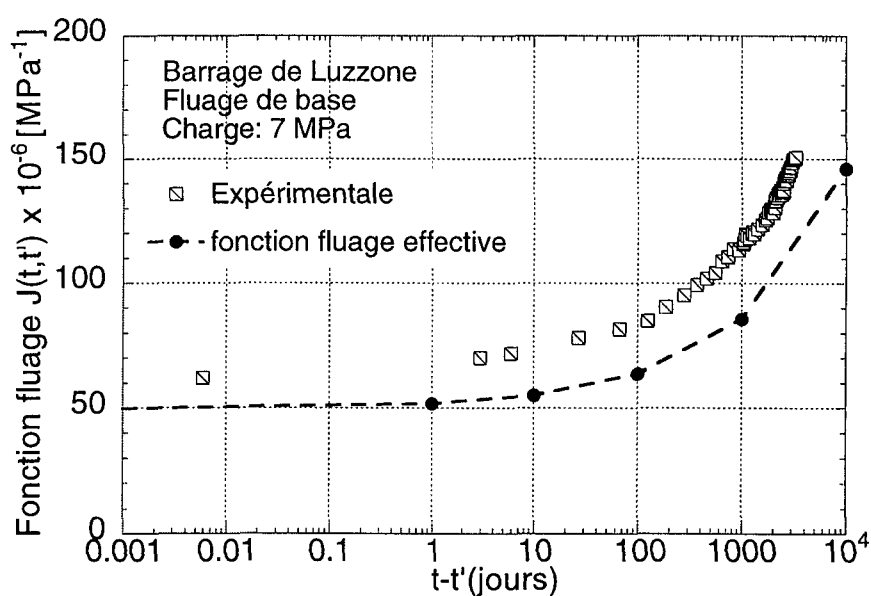
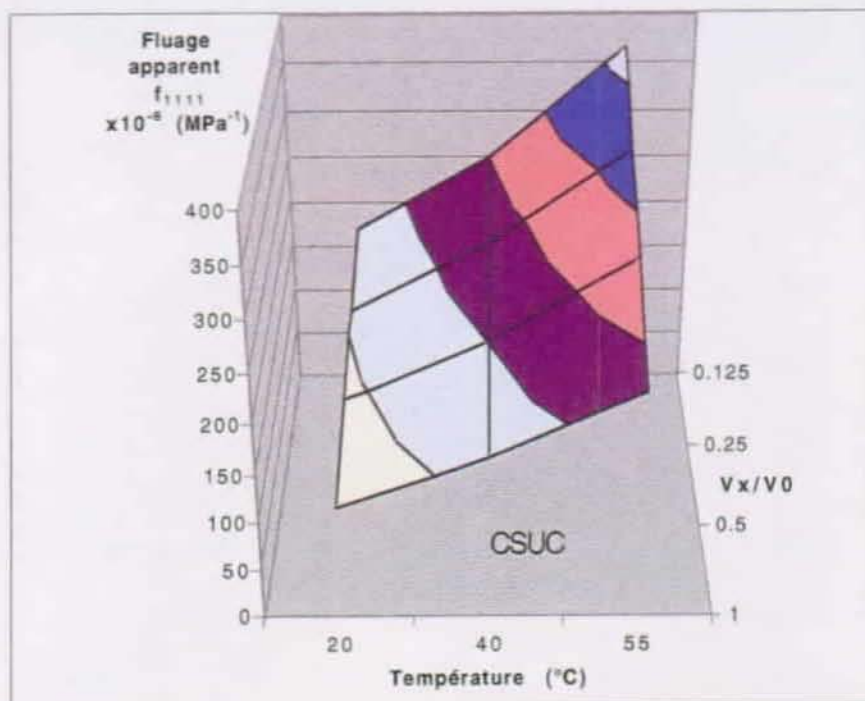
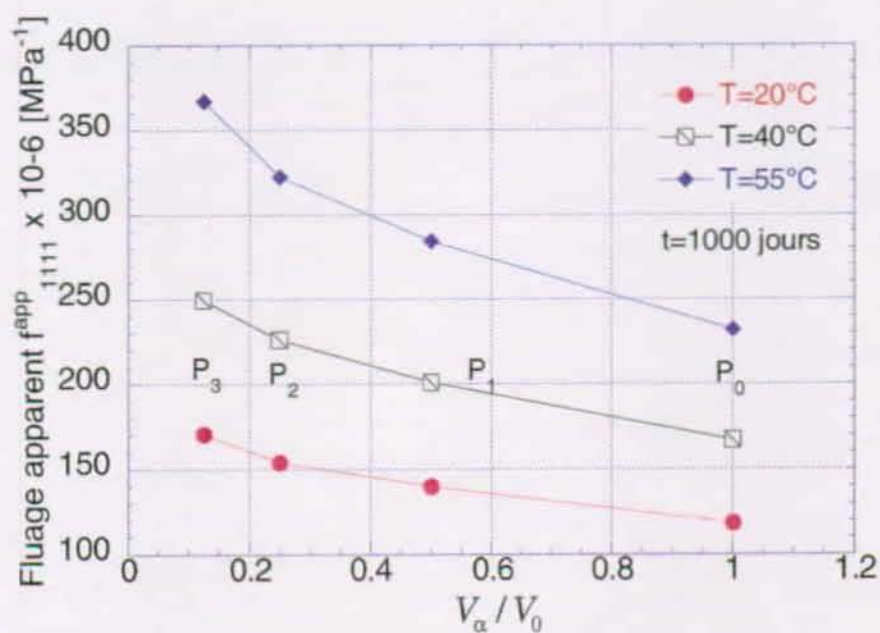


Figure 17-10 Fonction fluage effective obtenue par convergence pour $V_{eff} = 2V_0$



(a)



(b)

Figure 17-11 Fonctions fluage apparentes $f_{\sigma_{1111}}^{\text{app}}$ en fonction du rapport volumique et de la température pour 1000 jours.

Chapitre 18

Conclusion de la quatrième partie

Les résultats de l'étude numérique effectuée sur les déformations de fluage à diverses températures, ainsi que sur l'influence des effets d'échelle et des conditions aux limites sur les fonctions statistiques apparentes de fluage et de relaxation sont présentés. Un code éléments finis d'étude micromécanique 3D, Guidoum (1994), a été utilisé, et l'implémentation de l'effet de température dans le programme a été effectuée.

Nous avons étudié numériquement l'ensemble des propriétés d'un matériau viscoélastique granulaire tel que le béton. Les résultats expérimentaux de fluage à température ambiante et à diverses températures ont été modélisés, et le formalisme par variables internes a été appliqué pour modéliser le comportement viscoélastique linéaire du béton sur la base d'un modèle de Maxwell généralisé 3D.

L'identification des paramètres du matériau a été effectuée sur des essais expérimentaux de fluage à long terme du béton de Luzzzone. La détermination des paramètres viscoélastiques de la matrice $K_m(t)$ et $G_m(t)$ a été effectuée par un calcul inverse, et le module élastique apparent de la matrice a été calculé en première approximation par le modèle des sphères composites de Hashin (1963), et ajusté ensuite sur la valeur instantanée du composite.

L'implémentation de l'équivalence temps-température a été effectuée et un modèle basé sur la loi d'Arrhenius a été utilisé. La variation de la vitesse de fluage en fonction de la température a été modélisée par l'introduction d'un temps réduit sur les temps de relaxation τ_α .

L'utilisation de l'équivalence temps-température pour modéliser le fluage des bétons de barrage à diverses températures donne des résultats satisfaisants. Ce modèle a été utilisé pour prédire les déformations de fluage à des températures plus basses (5, 10, et 15°C). Le calcul a été effectué sur les deux bétons de Mauvoisin et de Luzzzone

Nous avons obtenu une relation d'ordre sur l'influence des conditions aux limites, similaire au cas élastique. Sur l'ensemble de l'étude, les relations d'ordres obtenues sur les fonctions fluage et relaxation sont conformes à celles obtenues en théorie par Huet (1999)(2000). Pour chaque temps

donné, les résultats obtenus numériquement pour le cas viscoélastique sont qualitativement similaires à ceux obtenus par Huet (1990) pour le cas élastique à travers l'application du théorème des minimums élastiques.

Les relations d'ordre obtenues sur les fonctions fluage et relaxation apparentes montrent que les conditions aux limites nous permettront d'évaluer les propriétés effectives de l'élément de volume représentatif (EVR) sur des éprouvettes n'ayant pas le volume représentatif par une reconstruction numérique de l'EVR, ou bien par l'extrapolation des résultats obtenus sur les différentes partitions vers la convergence. Ceci peut mener également à l'optimisation des procédés expérimentaux existants.

Le volume effectif a été déterminé par extrapolation des résultats de fluage obtenus sur les différentes partitions, ce qui nous a permis de calculer la fonction fluage effective correspondant à l'élément de volume représentatif.

Chapitre 19

Conclusion générale

19.1 Objectifs et moyens mis en oeuvre

L'objectif principal de ce travail de recherche était d'améliorer les connaissances sur les déformations différées des bétons de barrage âgés.

A travers une étude expérimentale, nous voulions étudier plusieurs paramètres liés au fluage d'un béton âgé : comparaison entre le fluage de base et le fluage avec séchage, la proportionnalité des contraintes par rapport aux déformations, l'influence de l'âge de chargement l'influence des dimensions des éprouvettes sur le fluage et le retrait, l'influence de la température sur le fluage de base, détermination de l'énergie d'activation, étude de la recouvrance pour évaluer l'effet d'un chargement cyclique.

Nous voulions étudier l'ensemble des propriétés viscoélastiques d'un matériau granulaire tel que le béton de barrage a travers une étude numérique par une modélisation des résultats expérimentaux de fluage, implémentation de l'équivalence temps-température pour prendre en compte l'effet de la température sur les déformations différées, étude des propriétés viscoélastiques effectives et apparentes d'un solide hétérogène, étude des couplages des effets d'échelle et des conditions aux limites, détermination de la fonction fluage effective

Un dispositif expérimental de chauffage constitué d'une natte chauffante, d'un régulateur PID, de sondes de températures PT100, et d'une isolation en fibre de verre a été conçu.

Un code éléments finis d'étude micromécanique 3D, Guidoum (1994), a été utilisé, et l'implémentation de l'équivalence temps-température dans le programme a été effectuée.

19.2 Principaux résultats obtenus

19.2.1 Fluage de base

- Les déformations moyennes totales de fluage atteignent environ 2.5 à 3 fois les déformations instantanées

La vitesse de fluage augmente très vite juste après le chargement et diminue ensuite au cours du temps.

- Après 10 ans de chargement, la cinétique de fluage diminue considérablement certes, mais nous n'avons pas constaté de stabilisation du fluage. Il est donc intéressant de considérer des modèles qui ne limitent pas le fluage de base par une asymptote
- Le fluage avec séchage (retrait déduit) est plus important que le fluage de base (effet Pickett). On constate également que le fluage avec séchage se stabilise plus rapidement que le fluage de base.
- Après 3 ans de chargement, les deux courbes de fluage avec et sans séchage se rejoignent. Ceci peut être expliqué par une mise en équilibre hygrique entre le béton et les conditions ambiantes pour les éprouvettes non étanchées, et par l'effet Pickett.
- L'étude de l'influence de l'âge de chargement effectuée sur le béton de Luzzzone, a montré qu'il y avait des écarts entre les fonctions fluage, mais peu importants. Ceci montre que le vieillissement du béton progresse toujours, mais avec une faible cinétique.
- Nous avons observé sur les éprouvettes soumises à un cycle décharge-recharge, que le fluage de base augmente avec la même la vitesse qu'avant, alors que pour le fluage avec séchage, la déformation enregistrée après la recharge est plus faible qu'avant, et reste quasiment monotone.
- L'hypothèse de proportionnalité de la contrainte par rapport à la déformation, est vérifiée pour le béton de Luzzzone, mais pas pour le béton de Mauvoisin. Le taux de chargement nécessaire pour rester dans le domaine linéaire pour les bétons de barrage est plus faible que 40%.

19.2.2 Fluage à diverses températures

- L'amplitude et la cinétique du fluage sont plus importants pour des températures plus élevées. Les déformations de fluage mesurées à 55°C sont d'amplitudes plus élevées qu'à 40°C.
- Le fluage à 55 °C est 2 à 3 fois, supérieur au fluage à 20°C.
- Les calculs de l'énergie d'activation effectués sur les deux bétons de Mauvoisin et de Luzzzone montrent une augmentation de l'énergie d'activation E_a au cours de l'essai de fluage pour arriver à des valeurs de $E_a = 48.5$ KJ/mol pour le béton de Luzzzone et $E_a = 140$ KJ/mol pour le béton de Mauvoisin, respectivement ($\frac{E_a}{R} = 5836$ K) et ($\frac{E_a}{R} = 16847$ K).
- Les coefficients de dilatation thermique mesurés pour les bétons de Mauvoisin et de Luzzzone sont respectivement $\alpha = 10.9 \times 10^{-6}$ [1/°C] et $\alpha = 11.42 \times 10^{-6}$ [1/°C].

19.2.3 La recouvrance

- L'amplitude de la recouvrance instantanée est plus faible que celle de la déformation instantanée obtenue au chargement et la recouvrance à long terme n'est pas totale.
- Le comportement à la décharge est caractérisé par une recouvrance partielle asymptotique, ce qui illustre le comportement visqueux partiellement irréversible du béton. C'est la conséquence du couplage entre le caractère vieillissant et le caractère viscoélastique du béton.
- Après une durée de deux ans de recouvrance, nous avons constaté certaines fluctuations des résultats dues aux variations hygriques dans le local d'essai, ces fluctuations suivent la même tendance pour les éprouvettes étanchées et non étanchées. Ceci peut être expliqué par l'usure de l'étanchéité avec le temps.
- Dans le cas de la décharge partielle, la recouvrance est moins importante que lors de la décharge totale, l'histoire du chargement peut avoir des conséquences sur les déformations irréversibles.

19.2.4 Modélisation

- Le fluage de base des bétons de barrage âgés se modélise correctement par le modèle parabolique, même si la durée de chargement est très importante. Nous proposons un modèle parabolique avec deux paramètres seulement τ et n , le paramètre τ a un sens physique important, il correspond au temps de doublement de la déformation instantanée.
- L'ajustement des résultats expérimentaux de fluage à diverses températures par le modèle bi-parabolique Huet (1963), donne des résultats satisfaisants. Une nouvelle approche est envisagée, avec l'utilisation de deux énergies d'activation ; ceci est plus conforme aux observations expérimentales. La première branche du parabolique k (proche de 0), permet de modéliser le fluage pour des temps courts alors que la deuxième branche du parabolique de degré h (proche de 1) permet de modéliser le fluage pour des temps plus long.
- Nous avons étudié numériquement l'ensemble des propriétés viscoélastiques d'un matériau granulaire tel que le béton. Les résultats expérimentaux de fluage à diverses températures ont été modélisés, et le formalisme par variables internes a été appliqué pour le comportement viscoélastique linéaire du béton, décrit par un modèle 3D. de Maxwell généralisé.

- L'implémentation de l'équivalence temps-température dans le programme a été effectuée à travers la loi d'Arrhenius. La variation de la vitesse de fluage en fonction de la température est modélisée par l'introduction d'un temps réduit sur les temps de relaxation τ_α .
- L'utilisation de l'équivalence temps-température pour décrire le fluage des bétons de barrage à diverses températures donne des résultats satisfaisants. Ce modèle a été utilisé pour l'étude des déformations de fluage à des températures plus basses (5, 10, et 15°C), pour les deux bétons de Mauvoisin et Luzzzone.
- Nous avons obtenu une relation d'ordre sur l'influence des conditions aux bords similaires au cas élastique. Sur l'ensemble de l'étude, les relations d'ordres obtenues sur les fonctions fluage et relaxation sont conformes à celles obtenues en théorie par Huet (1999)(2000). Pour chaque temps donné, les résultats obtenus numériquement pour le cas viscoélastique sont qualitativement similaires à ceux obtenus par Huet (1990) pour le cas élastique à travers l'application du théorème des minimums élastiques.
- Les relations d'ordre obtenues sur les fonctions fluage apparentes (éprouvettes soumises à des conditions statiques (σ_0 -SUBC)), montrent que plus l'éprouvette est petite, plus le fluage est important, donc le fluage mesuré sur des éprouvettes qui n'ont pas le volume représentatif surestime la valeur réelle du fluage effectif. En revanche, les relations d'ordre obtenues sur les fonctions de relaxation apparentes (éprouvettes soumises à des conditions cinématiques (ε_0 -CCUC)), montrent que la relaxation mesurée sur des éprouvettes qui n'ont pas le volume représentatif sous-estime la valeur réelle de la relaxation effective.
- Les premières conclusions que nous pouvons tirer de ces relations d'ordres obtenues sur les fonctions fluage et de relaxation apparentes, et que les erreurs commises dans l'évaluation des fonctions fluage et relaxation, en se basant sur des résultats d'essais obtenus sur des éprouvettes qui n'ont pas le volume représentatif, ne conduisent pas nécessairement à une diminution de la sécurité dans les structures.
- Les relations d'ordre obtenues sur les fonctions fluage et relaxation apparente montrent que les conditions aux bords nous permettront d'évaluer les propriétés effectives de l'élément de volume représentatif (EVR) sur des éprouvettes qui n'ont pas le volume représentatif par une reconstruction numérique de l'EVR, ou bien par l'extrapolation des résultats obtenus sur les différentes partitions vers la convergence. Ceci peut mener également à l'optimisation des procédés expérimentaux existants.

- Le volume effectif a été déterminé par extrapolation des résultats de fluage obtenus sur les différentes partitions, il est égal à 2 fois le volume des éprouvettes utilisées lors des essais expérimentaux. Ceci nous a permis de calculer la fonction fluage effective correspondant à l'élément de volume représentatif.

19.3 Perspectives

Ce travail, nous a permis d'apporter des réponses concernant, l'amplitude et la cinétique des déformations de fluage et de retrait des bétons de barrage âgés, et de prendre conscience de leurs importances et de la complexité des mécanismes qui les régissent. Notre étude ne représente qu'une étape vers une meilleure modélisation du comportement à long terme des barrages, des études complémentaires seront nécessaires.

Nous avons effectué une étude expérimentale sur le fluage isotherme à 20, 40 et 55°C. Il serait intéressant d'étudier expérimentalement les variations cycliques de températures et de charges, afin de se rapprocher des conditions d'exploitation réelle d'un barrage.

L'amélioration du modèle numérique, en considérant une fenêtre granulométrique plus large, permettrait de prendre en compte la concentration granulaire générée (jusqu'à 73%) au lieu de la concentration granulaire considérée dans les calculs (48%), d'identifier plus précisément les caractéristiques viscoélastiques de la matrice, et d'atténuer les contrastes observés entre les caractéristiques des constituants des deux phases pour les partitions les plus fines.

Dans l'étude sur les effets d'échelle, nous avons considéré un seul béton (barrage de Luzzone) ; une étude plus approfondie sur l'influence de la composition granulométrique, et des caractéristiques des constituants des deux phases, pourrait aboutir à l'élaboration d'une loi d'échelle en fonction de la composition du béton, de la taille maximale des granulats, de la dimension de l'éprouvette, et des conditions aux bords.

Références bibliographiques

- ACKER P., EYMARD R., (1992), Fluage du béton, *Annales de L'ITBTP* n° 507 Octobre Série Béton 295
- ACI COMMITTEE 209., (1972), Mechanisms of Creep and Shrinkage, Report by subcommittee III, *American Concrete Institute*, Detroit, sept, pp 105
- ALI I., KESLER C.E., (1963), Creep in concrete with and without exchange of moisture with the environment, *Univ. Illinois, Urbana, Dept Theor. Appl. Mech.*, Rep. NO. 641
- ALI I., KESLER C.E., (1964), Mechanisms of creep in concrete, Symposium on creep of concrete, *American Concrete Institute*, Detroit, Special Publications, SP-9, pp 35-57
- AL-KUBAISY M.A., YOUNG A.G. (1975), Failure of concrete under sustained tension, *Magazine of Concrete Research*, 27, NO. 92, pp 171-178
- AMIEUR , (1994), Etude numérique et expérimentale des effets d'échelle et de conditions aux limites sur des éprouvettes de béton n'ayant pas le volume représentatif, *Thèse de Docteur ès Sciences Techniques*, n° 1256, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse.
- AMIEUR M., (1995), Etude expérimentale du fluage d'un béton de barrage âgé de plus de 30 ans, *Proceedings, Research and Development in the Field Of Dams*, Crans-Montana, Sept 7-9 Switzerland
- ANDERSEN P. (1944), Experiments with concrete in torsion, *Trans. Am. Soc. Of Civil Engineers*, 100, pp 948-983
- BANGASH M.Y.H., (1989), *Concrete and concrete structures: numerical modelling and applications*, Elsevier Applied Science
- BAROGHEL - BOUNY V., (1994), *Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons, méthodes, analyse, interprétations*, Laboratoire des Ponts et Chaussées
- BAZANT Z.P., (1972), Thermodynamics of hindered adsorption and its implications for hardened cement paste and concrete, *Cement and Concrete Research*, vol 2, n° 1, pp 1-16
- BAZANT Z.P., OSMAN E., (1976a), Double power law for basic creep of concrete, *Matériaux et Construction*, vol 9, n°49, pp 3-11
- BAZANT Z.P., SHGARI .A.A., Schmidt J., (1976b), Experimental study of creep of hardened portland cement paste at variable water content, *Materiaux et Constructions*, vol 9, n°52, pp 279-290
- BAZANT Z. P., KIM S.S., (1978), Can the creep curves for different loading ages diverg, *Cement and Concrete Rescarch*, vol 8, pp 60-612, Perganom Press, inc
- BAZANT Z.P., PANULA L., (1979), Practical prediction of time dependent deformations of concrete, *Matériaux et Constructions* ,vol 12 , n° 69
- BAZANT Z.P., PANULA L., (1979), A note of limitations of certain creep function used in practice, *Matériaux et Constructions*, vol 12, n° 67

BAZANT Z.P., WITTMAN F.H, (1982), *Creep and shrinkage in concrete structures*, John Wiley

BAZANT Z.P., CHERN J.C., (1985), Concrete creep at variable humidity : constitutive law and mechanism, *Materials and Structures*, n° 18, pp 1-20

BAZANT Z.P., (1986), Creep and shrinkage of concrete: mathematical modeling, *Proceedings of the Fourth Rilem International Symposium*, Evanston, Illinois, August 26-29

BAZANT Z.P., (1988), *Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete*, John Wiley & Sons Ltd

BAZANT Z.P., PRASANNAN S., (1989a), Solidification theory for concrete creep, I- formulation , *Journal of Engineering Mechanics*, vol 115, n°8, pp 1691-1703

BAZANT Z.P., PRASANNAN S., (1989b), Solidification theory for concrete creep, II- verification and application, *Journal of Engineering Mechanics*, vol 115, n°8, pp 1704-1725

BAZANT Z.P., CAROL I., (1993), Creep and shrinkage of concrete, *Proceedings of The Fifth International Rilem Symposium*, Barcelona , Sept 6-9, E & Fn Spon

BAZANT Z.P., (1994a), Computer of modelling of concrete structure, *Proceeding of Euro-C 1994 International Conference Held*, in Insbruck, Austria 22nd-25th March

BAZANT Z.P., BAWEJA S., (1994b), Creep and shrinkage revisited paper by N.J. Gardner and J.W. Zhao, *ACI Materials Journal* , march-april

BAZANT Z.P., YUNPING XI, (1994c), Drying creep of concrete: constitutive model and new experiments separating its mechanisms, *Materials and Structures*, 27, pp 3-14

BAZANT Z.P., (1995a), Creep and damage in concrete, *Materials Science of Concrete IV*, pp 355-389, ed Skalny J., Mindess S., The American Ceramic Society, Inc, Westerville, OH

BAZANT Z.P., BAWEJA S., (1995b), Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structure , model B3, *Materials and Structures*, 28, pp 357-365

BAZANT Z.P., BAWEJA S., (1995b), Justification and refinements of model B3 for concrete and shrinkage. 1- statistics and sensitivity, *Materials And Structures*, vol 28, pp 415-430

BAZANT Z.P., BAWEJA S., (1995b), Justification and refinements of model B3 for concrete and shrinkage. 2- updating and theoretical basis, *Materials And Structures*, vol 28, pp 488-495

BAZANT Z.P., KAPLAN M.F., (1996), *Concrete at high temperatures - material properties and mathematical models*, LongmanGroupLimited

BENGOUGAM A., GUIDOUM A., HUET C., (2000), Micromechanical computation and experimental study of coupled size and boundary-conditions effects on creep and relaxation of concrete, *Fourteenth Engineering Mechanics Conference*, the University of Texas at Austin, May 21-24

BENGOUGAM A., GUIDOUM A., HUET C., (2001), Creep of old dam concrete at ambient temperature and above, *Creep, Shrinkage & Durability Mechanics of Concrete and Other Quasi-Brittle Materials* . Proceeding of the sixth International Conference, 20-22 August, MIT,

Cambridge (MA), USA, edited by F.-J. Ulm, Z.P. Bazant, F.H. Wittmann, Published by Elsevier, pp 213-218

BENTUR A., MILESTONE N.B., YOUNG J.F., (1978), Creep and drying shrinkage of calcium silicate pastes, II- Induced microstructural and chemical changes, *Cement and Concrete Research*, vol 8, pp 721-732

BENTUR A., BERGER R.L., LAWRENCE Jr., MILESTONE N.B., MINDESS S., YOUNG J.F., (1979a), Creep and drying shrinkage of calcium silicate pastes, III- A hypothesis of Irreversible strains, *Cement and Concrete Research*, vol 9, pp 83-96

BENTUR A., MILESTONE N.B., YOUNG J.F., MINDESS S., (1979b), Creep and drying shrinkage of calcium silicate pastes, IV- Effects of accelerated curing, *Cement and Concrete Research*, vol 9, pp 161-170

BISSONNETTE B., (1996), Le fluage en traction-un aspect important de la problématique des réparations minces en béton, *Thèse de Doctorat*, Université De Laval, Canada

BREBBIA C.A., ORSZAG S.A., (1986), *Viscoelasticity - basic theory and applications to concrete structures*, Springer-verlag , Berlin , Heidelberg , New York

BROOKS J.J., NEVILLE A.M., (1983), Creep of concrete, *Proceedings of The Rilem Colloquim*, Leeds University.

BRUNAUER S., (1962), Tobermorite Gel – The Heart of Concrete, *Am. Scientist*, 50 (1), pp 210-229

BRUNAUER S., KANTRO D.L., (1964), The hydration of tricalcium silicate and B-dicalcium silicate for 5°C to 50°C, in *The Chemistry of Cements* (ed. H.F.W. Taylor), Academic Press, London, vol1, pp 287-309

CEB DESIGN MANUAL ON, (1984), Structural effects of time-dependent behaviour of concrete, *Comité Euro-International du Béton*

CNSGB, (1985), *Barrages suisses- surveillance et entretien*, Publié à l'occasion du 15^{ème} Congrès International des Grands Barrages , Lausanne

CNSGB, (1985), Research and development in the field of dams, *Proceedings, Crans-Montana*, Sept 7-9

CNSGB, (1991), Ageing of dams, swiss experience, *Icold*, 17^{ème} Congrès des Grands Barrages, Vienne Q.65- R.10, pp 159-186

Committee 209, (1992), Prediction of Creep, Shrinkage and temperature effects in concrete structures, *ACI Publication*, 209R-92, Detroit

COUSSY O., ULM F.J., (1996), Creep and plasticity due to chemo-mechanical couplings, *Archive of Applied Mechanics* , pp 523-535 , Springer-verlag

DAVIS R.E., DAVIS H.E., BROWN E.H., Plastic flow and volume changes of concrete, *Proc. ASTM*, 37, Part2, pp 317-330

DAY R.L., GAMBLE B.R., (1983), the effect of changes in structure on the activation energy for the creep of concrete, *Cement and Concrete Research*, vol 13, pp 529-540.

- DAYE A.M., FU C.C., (1992), Creep and shrinkage of concrete: effect of materials and environment, *ACI Publication*, SP 135, Detroit
- DAYE M. A., FU C.C., (1992), Creep and shrinkage of concrete: effect of materials and environment, *ACI Publication*, Committee 209, Detroit
- DERJAGUIN B.V., CHURAEV N.V., (1974), Structural component of disjoining pressure, *J. Coll. Interf. Sci.*, vol 49, pp 249-255
- DIAMON M., ABO EL ENEIN S.A., HOSAKA G., GOTO S., KONDO R., (1977), Pore structure of calcium silicate in hydrated tricalcium silicate, *Journal of American ceramic Society*, vol 60, pp 110-114
- DIAMOND S., (1976), Cement paste microstructure - an overview at several levels, in *Hydraulic Cement Pastes: Their Structure and Properties*, Cement and Concrete Association., Wexham Springs, Slough, UK, pp 2- 30
- DRACKEY-LAWSON M.G., (1982), Première approche d'une représentation du comportement du béton chargé par un modèle viscoélastique vieillissant a fonction de charge, *Thèse de Docteur - ingénieur en Génie Civil*, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris
- DUNGAR R., (1991), The effect of cyclic creep on the ageing of arch dam, *Icold, 17 ème Congrès des Grands Barrages*, Vienne, Q65-R9, pp 141-159
- DUKE, C. M., DAVIS H.E., (1944), Some properties of concrete under sustained combined stresses, *Proc. ASTM*, 44, pp 888-896
- ENGLERT G., WITTMANN F., (1968), Water in hardened cement paste, *Matériaux et Construction*, vol 1, n° 6, pp 535-545
- FAIRBAIRN E. M.R., (1994), L'expérience brésilienne dans l'utilisation du modèle rhéologique de la chaîne de maxwell pour la résolution du problème thermo-mécanique des barrages en béton, *Annales de L'ITBTP*, n° 520, Janvier, Série Théorie et Méthodes de Calcul 343
- FAUCHEUR D., KRETZ T., EYMARD R., (1994), les redistributions par fluage, *Annales de L'ITBTP*, n° 526, Sept, Série Béton 312
- FELDMAN R.F., SEREDA P.J., (1968), A model for hydrated portland cement paste as deduced from sorption- length change and mechanical properties, *Matériaux et Construction*, vol 1, n° 6, pp 509-519
- FELDMAN R F., (1972), Mechanism of creep of hydrated portland cement paste, *Cement and Concrete Research*, vol 2, pp 521-540
- FERRARIS C.F., (1986), Mécanismes du retrait de la pâte de ciment durcie, *Thèse de Docteur ès-sciences Techniques*, n° 621, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse.
- FERRARIS C.F., WITTMANN F.H., (1987), Shrinkage mechanisms of hardened cement paste, *Cement and Concrete Research*, vol 17, pp 453-464
- GAMBLE B.R., PARROT L.J., (1978), Creep of concrete in compression during drying and wetting, *Magazine of Concrete Research*, vol 30, n°104

- GARDNER N.J., ZHAO J.W., (1993), Creep and shrinkage revisited, *ACI Materials Journal*, May-june
- GAUCHER C., (1982), Fluage du béton, *Rapport de Recherche des Laboratoires des Ponts et chaussées*, n° 108, Paris
- GILBERT R.I., (1986), *Prediction of creep and shrinkage in concrete -the sorry state of the art*, Univ Report , n° 234 , Sept , University of New South Wales, Kensington, Australia
- GLANVILLE W.H., THOMAS F.G., (1939), Studies in reinforced concrete -IV. Further investigations on creep or flow of concrete under load, *Building Research Technical*, Paper N0 21, London, 44 pp
- GOYAL B.B., Committee 209, (1982), Designing for creep & shrinkage in concrete structure, *Adrian Pauw Symposium, ACI Publication* , SP-76, Detroit
- GRANGER L.P., BAZANT Z.P., (1995), Effect of composition on basic creep of concrete and cement paste, *Journal of Engineering Mechanics*, vol 121, n° 11, Novembre , ASCE
- GUÉNOT-DELAHAIE I., (1996), Contribution à l'analyse physique et à la modélisation du Fluage propre du béton, *Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et chaussées, Paris*
- GUIDOUM A., (1994), Simulation numérique 3D des comportements des bétons en tant que composites granulaires, *Thèse de Docteur ès-Sciences Technique, n°1310, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse.*
- GUNN R.M, BOSSONEY C., (1996), Creep analysis of mass concrete dams, *Hydropowers and Dams*, Issue Six
- HANNANT D.J, (1967), Strain behavior of concrete up to 95°C under compressive stresses, Proc. Conf. On Prestressed Concrete Pressure Vessels, Group C, Paper 17, Inst. Of Civil Engs., London, pp 57-71
- HANNANT D.J, (1968), The mechanism of creep in concrete, *Matériaux et Construction*, vol 1, n°5, pp 403-410
- HANSEN T.C., (1958), Creep of concrete, *Swedish Cement and Concrete Research Institute*, Stockholm, Bulletin n° 33, pp 48
- HANSEN T.C., (1960a), Strength elasticity and creep as related to the internal structure of concrete, in *Proceedings of the 4 th International Symposium on the Chemistry of Cement*, Washington, D.C, pp 709-722
- HANSEN T.C., (1960b), Creep and stress relaxation of concrete, *Proceedings. Swedish Cement and Concrete Research Institute*, Stockholm, n° 31, pp 1-112
- HANSEN T.C., (1960c), Creep of concrete. The influence of variation in humidity of the ambient atmosphere. Sixth Congress of the IABSE, Stockholm, *Swedish Cement and Concrete Research Institute*, pp 57-65
- HANSEN T.C., (1986), Physical structure of hardened cement paste. A classical approach, *Matériaux et constructions*, vol 19, n° 114, pp 423-436.

- HANSEN W., YOUNG F., (1991), Creep mechanisms in concrete, *Materials Science of Concrete II*, pp 185-199, ed Skalny J., Mindess, The American Ceramic Society, Inc, Westerville, OH
- HOLCK C.H., (1974), Contribution a l'étude des structures en béton compte tenu du fluage et de la relaxation, *Thèse de Docteur Ingénieur en Mathématique, Université Paris VI*
- HOUST Y.F., (1992), Diffusion de gaz, carbonatation et retrait de la pâte de ciment durcie *Thèse de Docteur ès-Sciences Techniques, n° 1108*, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne Suisse.
- HUA C., (1992), Analyse et modélisations du retrait d'autodessiccation de la pâte de ciment durcissante, *Thèse de Doctorat*, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris
- HUET C., (1972), Application à la viscoélasticité non linéaire du calcul symbolique à plusieurs variables
- HUET C., (1980), Adaptation d'un algorithme de bazant au calcul des multilames viscoélastiques vieillissants, *Matériaux et Constructions*, vol 13, n° 74, pp 91-97
- HUET C., ACKER P., BARON J., (1982), Fluage du béton et autres comportements rhéologiques différés, Sautery R., Baron J. (eds). *Connaissance du Béton Hydraulique*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées , Paris, pp 335-364.
- HUET C., (1985), Relations between creep and relaxation function in non linear viscoelasticity our without ageing, *Journal of Rheology*, 29 (3), pp 245-257
- HUET C., (1990), *Creep and time to failure in wood and wood structures*,
- HUET C., AMIEUR A., GUIDOUM A., HAZANOV S., (1996), *Etude expérimentale sur le fluage des bétons âgés, "barrage de luzzone"*, LMC, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse
- HUET C., (1999), Coupled Size and Boundary-Conditions effects in viscoelastic heterogeneous and composite bodies. *Mechanics of Material* 31, pp 787-829
- HUET C., (2001), Extended Clapeyron formulae for viscoelasticity problems in the time domain and application to the boundary-condition effect in random composite bodies, *J. Mech. Physics. solids*, 49, pp 675-706
- HUET C., (2001), Comparison and minimum theorems in the time domain for viscoelasticity and other convolutive initial-boundary value problems with applications to random inhomogeneous materials, *J. Mech. Physics. solids*, 49, pp 1569-1602
- HUET C., (2001), A computational micromechanics approach for the prediction of the life- cycle behaviour of viscoelastic granular composite materials with voids and microcracks, *Concrete Science and Engineering*, Vol. 3, pp 225-241
- ILLSTON J.M., (1965), The creep of concrete under uniaxial tension, *Magazine of Concrete Research*, 17, N0. 51, pp 77-84
- JENSEN H. E., (1992), *Creep and shrinkage of high-strength concrete, a test report, and an analysis*, ABK, Departement of Structural Engineering, Technical University of Danemark

- JORDAAN J., (1973), A note of concret creep analysis under static temperature field, *Matériaux et Constructions* , vol 7, n° 41
- JORDAN I.J., (1983), Uncertainly and models for creep of concrete, *Cement and Concrete Research*, vol 13, pp 246-258.
- KANTRO D.L., BRUNAUER S., WEISE C.H., (1962), Advances in chemistry, n°33, pp 199-219
- KLUG P., WTTMANN F.H., (1969), Activation energy of creep of hardened cement paste, *Materials and Structures*, vol 2, n° 7, pp 11-16
- KONDO R., DIAMON M., (1974), Phase composition of hardened cement Paste, in *Proceedings of the 6th Int. Congr. On chemistry of Cement*, Moscow, section II, a.
- KOPRNA M., (1986), *Effets différé-fluage, retrait, relaxation*, IBAP, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne , Suisse
- KRAUS H., (1980), *Creep analysis*, John Wiley & Sons, Inc
- LCPC, (1998), Le fluage dans les ouvrages en béton, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Spéciale XX, Paris
- LAMBOTTE H., (1962), Le fluage du béton en torsion, *Bulletin de la RILEM*, Paris, N0 17, pp 03-12
- LE ROY R., (1995), Déformations instantanées différées des bétons à haute performance, *Thèse de Doctorat de L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, Paris
- LECTURE NOTES OF UNDP EXPERTS, (1994), *Influence of creep on design, performance and safety of concrete dams*, A.Balkema Rotterdam
- LE CAMUS B., (1947), Recherche expérimentale sur la déformation du béton et du béton armé, Part II, *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Paris
- LEMAITRE J., CHABOCHE J.L., (1988), *Mécanique des matériaux solides*, Ed Dunod, Paris
- L'HERMITE R.G., MAMILLAN M., (1965), Further results of shrinkage and creep tests, *Proceedings of an international conference, the structure of concrete and its behaviour under load*, London sept , editors: Brooks E., Newman K, *Published by the Cement and Concrete Association, London 1968*, pp 423-433
- L'HERMITE R.G., MAMILLAN M., (1965), Nouveaux résultats de recherches sur la déformation et la rupture du béton, *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Paris, 18, pp 325-360
- L'HERMITE R.G., MAMILLAN M., (1968), Retrait et fluage des bétons, *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Paris, N0 249, pp 1319-1337
- LOUKILI A., (1996), Etude de retrait et du fluage de béton à ultra-hautes performances, *Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes*
- LYNAM C.G., (1934), *Growth and movement in portland cement concrete*, London, Oxford University Press, pp 139.

- MAMILLAN M., SAVIN V., (1981), Etude expérimentale sur le fluage du béton, vérification du principe de superposition, *Matériaux et Construction*, vol 41, n° 81
- MANDEL J., (1978), *Propriétés mécaniques des matériaux*, Eyrolles
- MARÉCHAL J.C., (1969), Le fluage du béton en fonction de la température, *Matériaux et Constructions*, n°8, pp 111-115
- MARÉCHAL J.C., (1970), Le fluage du béton en fonction de la température, Compléments expérimentaux, *Matériaux et Constructions*, n°18, pp 395-406
- METHA K.P., (1986), *Concrete structure properties and materials*, Prentice Hall, Inc, Englewood Cliffs, New Jersey
- MIJNSBERGEN IR.J., (1997), *Creep and swelling of concrete in seawater under atmospheric pressure*, Tufeldt Faculty of Civil Engineering
- MILLS R.H., (1968), Influence of water in areas of restricted adsorption on properties of concrete, *Matériaux et Construction*, vol 1, n°6, pp 553-559
- MINDESS S., YOUNG F., (1981), *Concrete*, Prentice Hall, Inc, Englewood Cliffs, New Jersey.
- MOMMENS A., DUTRON P., (1977), *Le fluage du béton - rapport de synthèse (1962-1975)*, Centre National de Recherches Scientifiques et Techniques pour L'Industrie Cimentaire Bruxelles
- NEVILLE A.M., DILGER W.H., (1970), *Creep of concrete , plain, reinforced, prestressed*, North-Holland, Amsterdam
- NEVILLE A.M., DILGER W.H., J.J. BROOKS, (1983), *Creep of plain and structural concrete*, Construction Press, Longman Group Limited, Ny
- NEVILLE A.M., BROOKS J.J., (1987), *Concrete technologie*, Longman Scientific & Technical Harlow, Essex, England
- NIELSEN A., (1972), *Rheology of building materials*, D6, National Swedish Building Research
- PICKETT G., (1942), The effect of change in moisture content on creep of concrete under sustained load, *American Concrete Institute Journal*, vol 38, pp 333-355
- PONS G., (1998), Caractérisation du comportement différé des bétons. De la réalité du matériau à la note de calcul, dans *Le Fluage dans les Ouvrages en Béton*, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Spéciale XX, Paris, pp 61-71
- POWERS T.C., (1958), Structure and physical properties of hardened portland cement past, *Journal of American Ceramic Society*, 61, pp 1-5
- POWERS T.C., (1960), Physical properties of cement paste, in *Proceedings of the 4 th International Symposium on the Chemistry of Cement*, Washington, D.C, pp 577-609
- POWERS T.C., (1965), Mechanisms of shrinkage and reversible creep of hardened cement paste, *Proceedings of an international conference, the structure of concrete and its behaviour under load*, London sept, editors: Brooks E., Newman K., *Published by the Cement and Concrete Association, London 1968*, pp 319-344

POWERS T.C., (1968), The thermodynamics of volume change and creep, *Matériaux et Construction*, vol 1, n° 6, pp 487-507

RAINFORD E.C., TIMUSK J., (1978), Creep of hardened portland cement paste under cyclic temperature, *Journal of the american ceramic society*, vol 61, n° 9-10, pp 380-385

RUETZ W., (1965), The two different physical mechanisms of creep in concrete, *Proceedings of an international conference, the structure of concrete and its behaviour under load*, London sept, editors: Brooks E., Newman K, *Published by the Cement and Concrete Association, London 1968*, pp 146-153

RUETZ W., (1965), A hypothesis for the creep of hardened cement paste and the influence of simultaneous shrinkage, *Proceedings of an international conference, the structure of concrete and its behaviour under load*, London sept, editors: Brooks E., Newman K, *Published by the Cement and Concrete Association, London 1968*, pp 365-387

RUETZ W., (1966), *Das Kriechen des Zementsteins im Beton und seine Beeinflussung durch gleichzeitiges Schwinden*, Deutscher Ausschuss Stahlbeton, Heft 183, W. Ernst und Sohn, Berlin.

RUSCH H., JUNGWIRTH D., HILSDORF H.K., (1983), *Creep and shrinkage their effect on the behavior of concrete structures*, Springer-verlag, New York Inc

SALENCON J., (1983), *viscoélasticité*, Presses des Ponts et Chaussées, Paris

SICARD V., PONS G., (1992), Retrait et fluage de bétons à hautes performances, données pour le calcul des déformations différées, *Annales de L'ITBTP*, n° 508, Novembre Série Béton 297

SIERRA R., (1974), Contribution à l'étude de l'hydratation des silicates calciques hydraulique, *Thèse de Docteur ès Sciences Physique*, L'Université de Rennes

SMERDA Z., KRISTEK V., (1988), *Creep and shrinkage of concrete elements and structures*, Elsevier Science Publishers Netherlands

SYMPOSIUM ON MASS CONCRETE, (1963), *58 th Annual Convention Of The American Concrete Institute*, Committee 207, Special publication SP-6, Detroit

THEUER A.U., (1937), Effect of temperature on the stress deformation of concrete, *Journal of Research, National Bureau of standards*, Washington, DC, 18, n°2, pp 195-204

TROXELL G.E., RAPHAEL J.M., DAVIS R.E., (1958), Long time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete, *Proc.ASTM*, 58, pp 1101-1120

ULM F.J., COUSSY O., (1995), Early ages, *Journal of Engineering Mechanics*, vol 121, n° 7

ULM F.J., COUSSY O., (1996), *Couplings in early age concrete- from material modeling to structural design*

ULM F.J., COUSSY O., (1996), Strength growth as chemo-plastic hardening in early age concrete, *Journal of Engineering Mechanics*, vol 122, 12 Decembre

ULM F.J., ACKER P., (1998), Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons, dans *Le Fluage dans les Ouvrages en Béton*, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Spéciale XX, Paris, pp 73-82

WITTMANN F.H., (1968), Surface tension shrinkage and strength of hardened cement paste, *Matériaux et Construction*, vol 1, n°6, pp 547-552

WITTMANN F.H., SETZER M., (1971), Vergleich einiger Kriechfunktionen mit Versuchesergebnissen, *Cement and Concrete Research.*, vol 1, pp 679-690

WITTMANN F.H., (1973), Interaction of hardened cement paste and water, *Journal of American Ceramic Society*, vol 56, pp 409- 415

WITTMANN F.H., LUKAS L., (1974), Application of rate theory to time dependent deformation of concrete, *Magzine of Concrete Research*, Vol 26, pp 191-7

WITTMANN F.H., (1976), The structure of hardened cement paste – a basis for a better understanding of the material properties, in *Hydraulique Cement Pastes : Their Structure and Properties*, Cement and Concrete Association, Slough, UK, pp 96-117

WITTMANN F.H., (1983), *Autoclaved aerated concrete, moisture and properties*, Developpements in Civil Engineering 6, Elsevier, Netherlands

XI Y., JENNINGS M., (1991), Relationships between microstructure and creep and shrinkage of cement paste, *Materials Science of concrete III*, ed Skalny J, The American Ceramic Society, Inc, Westerville, OH, pp 37-69

YOUNG J.F., (1982), The microstructure of hardened portland cement paste in *Creep and Shrinkage in Concrete Structure*, edited by Bazant Z.P and Wittmann F.H., John Wiley & Sons Ltd, New York, pp 3-22

ZHU BOFANG, (1985), Computation of thermal stresses in mass concrete with consideration of creep effect, *Icold, 15 ème Congrès des Grands Barrages*, Lausanne, Q57-R.31, pp 529-546

ANNEXES

Annexe A : Résultats des essais expérimentaux

Annexe B : Courbes individuelles de déformation et de fluage à long terme (béton de Luzzzone)

Annexe C : Courbes individuelles de fluage à divers taux de chargement (béton de Mauvoisin)

Annexe D : Courbes individuelles de fluage à 40 et 55 °C (bétons de Luzzzone et Mauvoisin)

Annexe E : Courbes de retrait (bétons de Luzzzone et Mauvoisin)

Annexe F : Détermination de coefficient de dilatation thermique

Annexe A Résultats des essais expérimentaux

Tableau A-1 Résultats des essais de fluage effectués sur des éprouvettes étanchées (béton de Luzzone), âge de mise en charge $t' = 30$ ans

Eprouvettes n° :	Module (GPa)	Charge σ_0 (MPa)	$\frac{\sigma_0}{\sigma_{rup}}$ (%)	Durée de charge (Jours)	Déformation Instantanée ϵ_{inst} (mm/m)	Déformation totale (mm/m) ϵ_{totale}	Fluage instantanée (10^{-6} MPa $^{-1}$)	Fluage total (10^{-6} MPa $^{-1}$)	Fluage Spécifique (10^{-6} MPa $^{-1}$)	$\frac{\epsilon_{totale}}{\epsilon_{inst}}$
epr-5	15.31	7	30%	1287 j	0.457	0.886	65.286	126.571	61.285	1.94
epr-6	13.97	7	30%	1287 j	0.501	1.076	71.571	153.714	82.143	2.15
epr-7	16.67	7	30%	1287 j	0.420	0.840	60.000	120.000	60.000	2.00
epr-8	16.64	7	30%	1287 j	0.421	0.889	60.143	127.000	66.857	2.11
epr-9	13.57	7	30%	3290 j	0.516	1.112	73.714	158.857	85.143	2.16
epr-10	18.08	7	30%	3290 j	0.387	1.013	55.286	144.714	89.428	2.62
epr-11	17.45	7	30%	3290 j	0.401	1.041	57.286	148.714	91.428	2.60
epr-15	25.31	3.6	15%	1258 j	0.145	0.425	40.278	118.056	77.778	2.93
epr-16	19.57	3.6	15%	1258 j	0.184	0.447	51.111	124.167	73.056	2.43
epr-17	9.62	3.6	15%	1258 j	0.375	0.619	104.167	171.944	67.777	1.65

Tableau A-2 Résultats des essais de fluage effectués sur des éprouvettes non étanchées (béton de Luzzone), âge de mise en charge $t' = 30$ ans
($\epsilon_{totale} = \epsilon_{brute} - \bar{\epsilon}_{retrait}$)

Eprouvettes n° :	Module (GPa)	Charge σ_0 (MPa)	$\frac{\sigma_0}{\sigma_{rup}}$ (%)	Durée de charge (Jours)	Déformation Instantanée ϵ_{inst} (mm/m)	Déformation totale (mm/m) $\epsilon_{brute} \quad \epsilon_{totale}$	Fluage instantanée (10^{-6} MPa $^{-1}$)	Fluage total (10^{-6} MPa $^{-1}$)	Fluage Spécifique (10^{-6} MPa $^{-1}$)	$\frac{\epsilon_{totale}}{\epsilon_{inst}}$
epr-1	16.50	7	30%	1287 j	0.424	1.188 0.972	60.571	138.857	78.286	2.29
epr-2	17.06	7	30%	1287 j	0.419	1.392 1.176	59.857	168.000	108.143	2.81
epr-3	19.76	7	30%	1287 j	0.356	1.103 0.887	50.857	126.714	75.857	2.49
epr-4	16.10	7	30%	1287 j	0.435	1.121 0.905	62.143	129.286	67.143	2.08
epr-12	23.20	3.6	15%	1258 j	0.155	0.616 0.515	43.056	143.056	100.000	3.32
epr-13	23.53	3.6	15%	1258 j	0.153	0.509 0.408	42.500	113.333	70.833	2.67
epr-14	24.51	3.6	15%	1258 j	0.147	0.587 0.486	40.833	135.000	94.167	3.31
epr-18	19.81	3.6	15%	1258 j	0.181	0.671 0.570	50.278	158.333	108.055	3.15
epr-19	21.83	3.6	15%	1258 j	0.165	0.492 0.391	45.833	108.611	62.778	2.37
epr-20	19.25	3.6	15%	1258 j	0.187	0.717 0.616	51.944	171.111	119.167	3.29

Tableau A-3 Résultats des essais de recouvrance (béton de Luzzzone)

Eprouvettes n° :	Module (GPa)	Charge σ_0 (MPa)	$\frac{\sigma_0}{\sigma_{rup}}$ (%)	Durée de Recou- vrance (Jours)	Déformation Instantanée ϵ_{inst} (mm/m)	Déformation totale ϵ_{totale} (mm/m)	Recouvrance instantanée (10^{-6} MPa $^{-1}$)	Recouvrance totale (10^{-6} MPa $^{-1}$)	Recouvrance Spécifique (10^{-6} MPa $^{-1}$)	$\frac{\epsilon_{totale}}{\epsilon_{inst}}$
epr-1	9.99	7	30%	106j	0.701	0.551	100.143	78.714	21.429	1.27
epr-2	7.78	7	30%	106j	0.900	0.742	128.571	106.000	22.571	1.21
epr-3	10.61	7	30%	1560	0.660	0.522	94.286	74.571	19.714	1.26
epr-4	11.99	7	30%	1560j	0.584	0.453	83.429	64.714	18.714	1.29
epr-7	13.13	7	30%	1560j	0.533	0.520	76.143	74.286	1.857	1.03
epr-8	11.84	7	30%	1560j	0.591	0.643	84.429	91.857	-7.429	0.92
epr-12	9.28	3.6	15%	1452j	0.388	0.289	107.778	80.278	27.500	1.34
epr-13	13.48	3.6	15%	1452j	0.267	0.177	74.167	49.167	25.000	1.51
epr-14	10.03	3.6	15%	1452j	0.359	0.267	99.722	74.167	25.556	1.34

Tableau A-4 Résultats des essais de fluage effectués sur des éprouvettes (béton de Luzzzone) après la recouvrance par une recharge.

Eprouvettes n° :	Module (Gpa)	Age de mise en recharge (t')	Charge σ_0 (MPa)	$\frac{\sigma_0}{\sigma_{rup}}$ (%)	Durée De recharge	Recharge Def-insta (10^{-6} MPa $^{-1}$)	Recharge Def-totale (10^{-6} MPa $^{-1}$)	Fluage instantanée (10^{-6} MPa $^{-1}$)	Fluage total (10^{-6} MPa $^{-1}$)	Fluage Spécifique (10^{-6} MPa $^{-1}$)	$\frac{\epsilon_{totale}}{\epsilon_{inst}}$
epr-1	8.363	34 ans	7	30%	1933 j	0.837	1.212	119.571	173.143	53.571	1.45
epr-2	6.924	34 ans	7	30%	1933 j	1.011	1.352	144.429	193.143	48.714	1.34
epr-5	8.827	34 ans	7	30%	1399 j	0.793	1.033	113.286	147.571	34.286	1.30
epr-6	7.028	34 ans	7	30%	1399 j	0.996	1.293	142.286	184.714	42.429	1.30
epr-4	21.672	39 ans	7	30%	365 j	0.323	0.416	46.143	59.429	13.286	1.29
epr-16	22.654	39 ans	7	30%	365 j	0.309	0.544	44.143	77.714	33.571	1.76

Tableau A-5 Résultat des essais de fluage effectués sur des éprouvettes étanchées (béton de Mauvoisin), âge de mise en charge, $t' = 42$ ans.

Eprouvettes N° :	Module (GPa)	Charge σ_0 (MPa)	$\frac{\sigma_0}{\sigma_{rup}}$ (%)	Durée de charge (Jours)	Déformation Instantanée ϵ_{inst} (mm/m)	Déformation totale (mm/m) $\epsilon_{brute} \quad \epsilon_{totale}$	Fluage instantanée (10^{-6} MPa $^{-1}$)	Fluage total (10^{-6} MPa $^{-1}$)	Fluage Spécifique (10^{-6} MPa $^{-1}$)	$\frac{\epsilon_{totale}}{\epsilon_{inst}}$
epr-11	32.57	15	20%	500 j	0.307	0.409	30.700	40.900	10.200	1.33
epr-12	30.77	15	20%	500 j	0.325	0.423	32.500	42.300	9.800	1.30
epr-13	33.22	15	20%	500 j	0.301	0.460	30.100	46.000	15.900	1.53
epr-14	30.67	10	30%	500 j	0.489	0.835	32.600	55.667	23.067	1.71
epr-15	37.13	10	30%	500j	0.404	0.609	26.933	40.600	13.667	1.51
epr-16	34.97	10	30%	500j	0.429	0.716	28.600	47.733	19.133	1.67
epr-17	28.21	20	40%	490	0.709	1.201	35.450	60.05	24.600	1.69
epr-18	32.31	20	40%	490 j	0.619	1.045	30.950	52.250	21.300	1.69

Tableau A-6 Résultat des essais de fluage effectués sur des éprouvettes non étanchées (béton de Mauvoisin), âge de mise en charge, $t' = 42$ ans.
($\epsilon_{totale} = \epsilon_{brute} - \bar{\epsilon}_{retrait}$)

Eprouvettes N° :	Module (GPa)	Charge σ_0 (MPa)	$\frac{\sigma_0}{\sigma_{rup}}$ (%)	Durée de charge (Jours)	Déformation Instantanée ϵ_{inst} (mm/m)	Déformation totale (mm/m) $\epsilon_{brute} \quad \epsilon_{totale}$	Fluage instantanée (10^{-6} MPa $^{-1}$)	Fluage total (10^{-6} MPa $^{-1}$)	Fluage Spécifique (10^{-6} MPa $^{-1}$)	$\frac{\epsilon_{totale}}{\epsilon_{inst}}$
epr-19	37.45	7	20%	645 j	0.267	0.823	26.700	48.600	21.900	1.82
epr-20	37.31	7	20%	645 j	0.268	0.779	26.800	44.200	17.400	1.65
epr-21	34.72	7	20%	645 j	0.288	0.957	28.800	62.000	33.200	2.15

Tableau A-7 Résultats des essais de fluage à diverses températures (40 et 55 °C) effectués sur des éprouvettes étanchées.
Béton de Mauvoisin (epr: 1, 2, 9, 10), âge de mise en charge, $t' = 42$ ans. Béton de Luzzane (epr: 3, 4, 5, 6, 7, 8), âge de mise en charge: 36 ans.

Eprouvettes n° :	Module (GPa)	Charge σ_0 (MPa)	Température T(°C)	Durée de charge (Jours)	Déformation Instantanée ϵ_{inst} (mm/m)	Déformation totale ϵ_{totale} (mm/m)	Fluage instantanée (10^{-6} MPa $^{-1}$)	Fluage total (10^{-6} MPa $^{-1}$)	Fluage Spécifique (10^{-6} MPa $^{-1}$)	$\frac{\epsilon_{totale}}{\epsilon_{inst}}$
epr-1	9.09	10	55	457 j	0.349	1.100	34.900	110.000	75.100	3.15
epr-2	8.69	10	55	457 j	0.389	1.151	38.900	115.100	76.200	2.96
epr-3	6.03	7	55	400 j	0.435	1.160	62.143	165.714	103.571	2.67
epr-4	6.36	7	55	400 j	0.277	1.101	39.571	157.286	117.714	3.97
epr-5	9.52	7	40	608 j	0.419	0.735	59.857	105.000	45.143	1.75
epr-6	10.85	7	40	608 j	0.357	0.645	51.000	92.143	41.143	1.81
epr-7	10.25	7	40	608 j	0.321	0.683	45.857	97.571	51.714	2.13
epr-8	9.78	7	40	608 j	0.196	0.716	28.000	102.286	74.286	3.65
epr-9	18.15	10	40	388 j	0.275	0.551	27.500	55.100	27.600	2.00
epr-10	12.48	10	40	388 j	0.391	0.801	39.100	80.100	41.000	2.05

Tableau A-8 Résultats des essais de retrait effectués sur des éprouvettes cylindriques (béton de Luzzone).

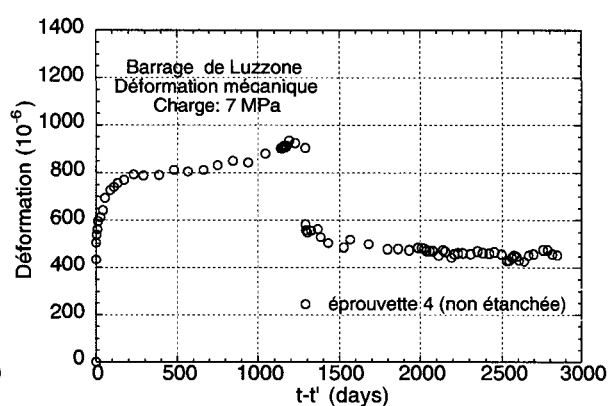
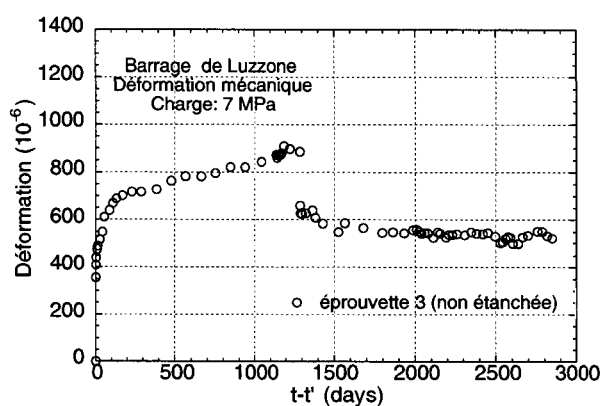
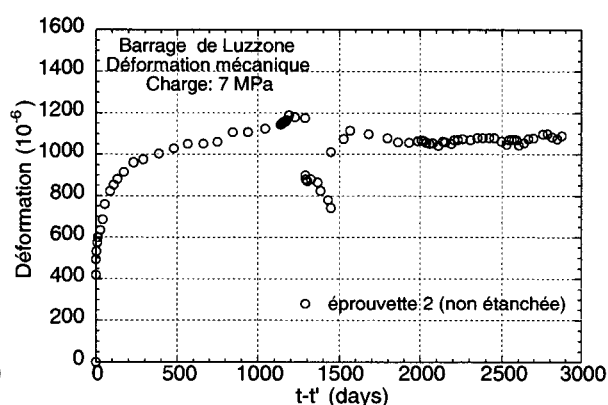
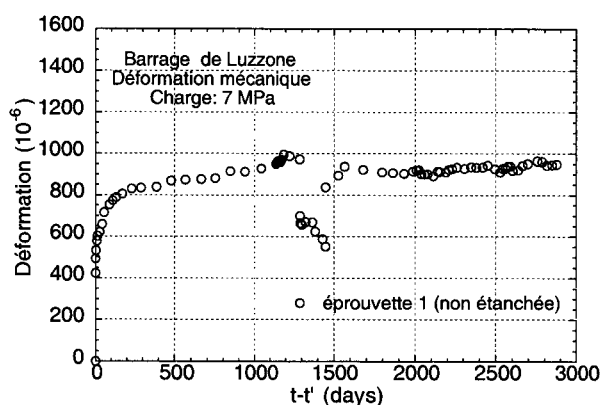
Eprouvettes n° :	Hauteur (cm)	Diamètre (cm)	Durée de séchage (Jours)	Déformation Libre (retrait) $\bar{\epsilon}_{retrait}$ (mm/m)
epr-21	32.2	20	565 j	0.245
epr-22	32.3	20	565 j	0.276
epr-23	31.4	20	565 j	0.245
epr-24	39.5	20	565 j	0.286

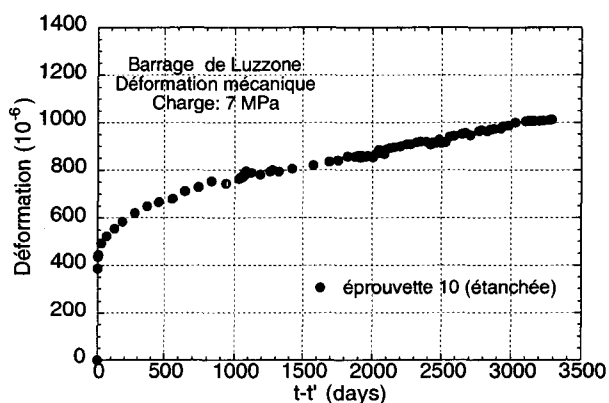
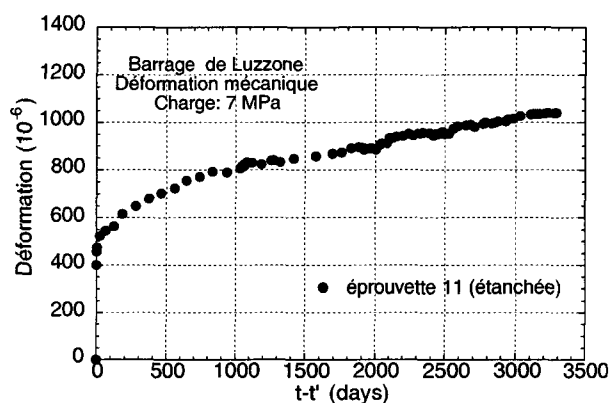
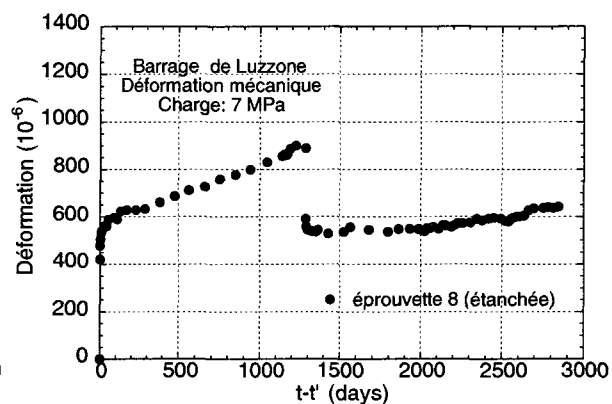
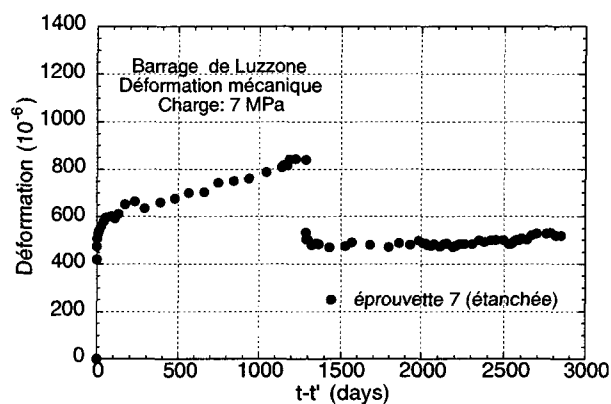
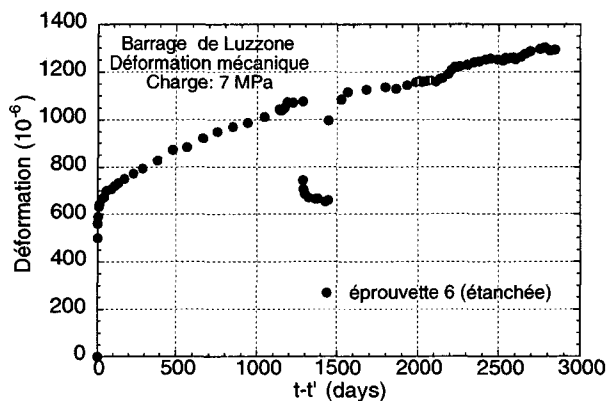
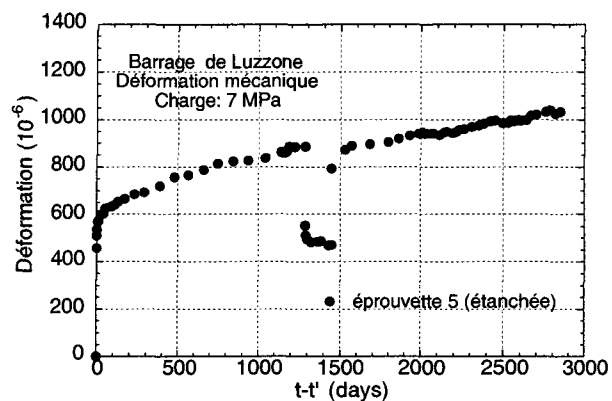
Tableau A-9 Résultats des essais de retrait effectués sur des éprouvettes cylindriques (béton de Mauvoisin).

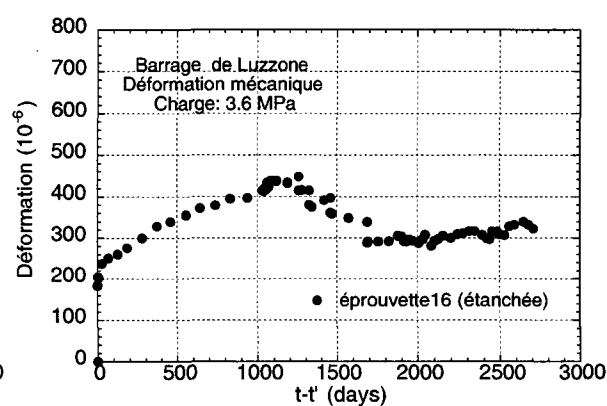
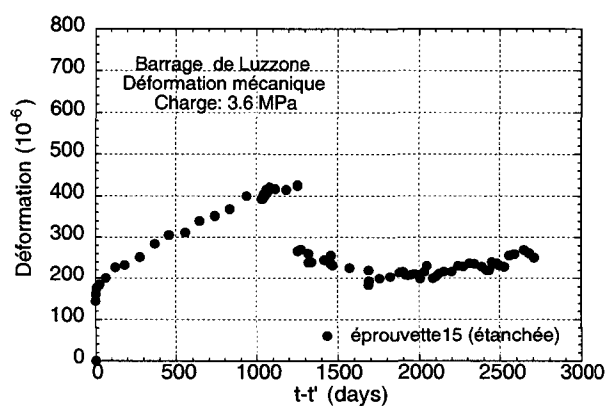
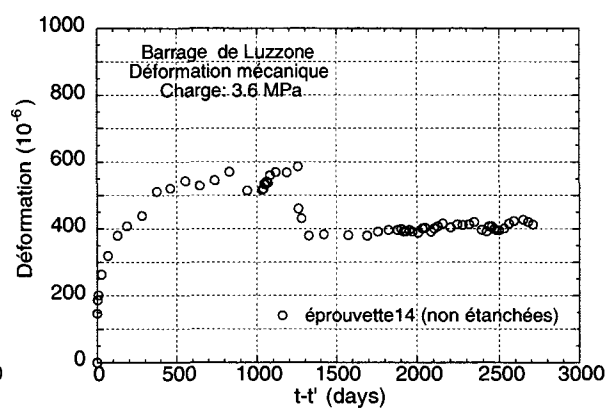
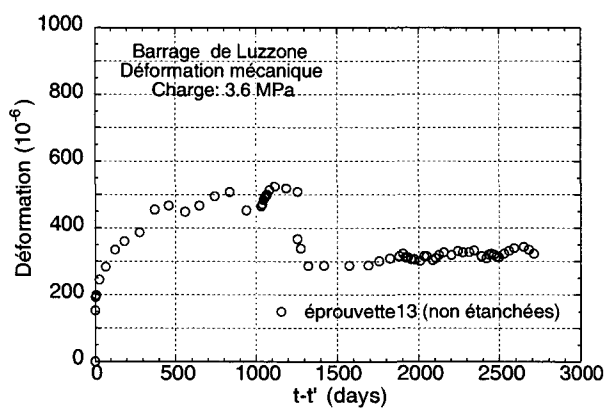
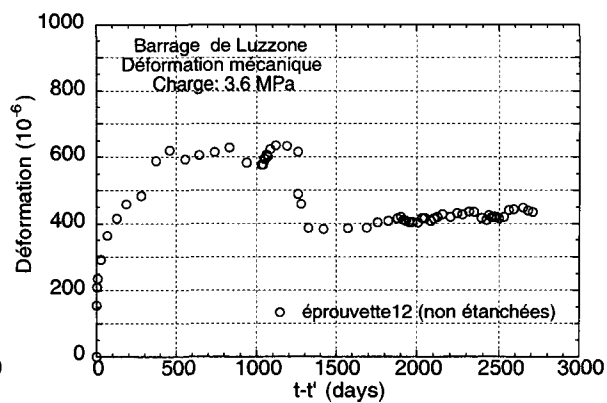
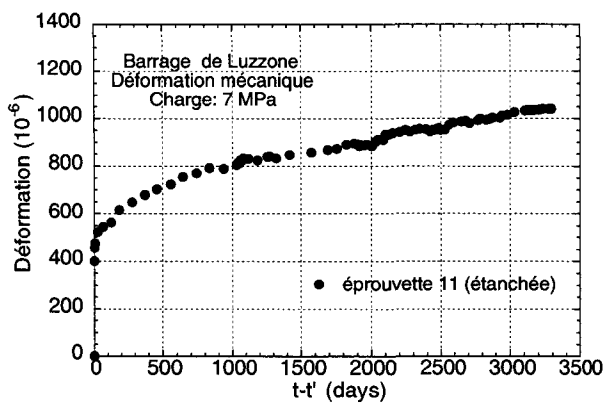
Eprouvettes n° :	Hauteur (cm)	Diamètre (cm)	Durée de séchage (Jours)	Déformation Libre (retrait) $\bar{\epsilon}_{retrait}$ (mm/m)
epr-1	39.2	15	660 j	0.380
epr-2	39.2	15	660 j	0.378
epr-3	33.5	17	645 j	0.331
epr-4	33.5	17	645 j	0.358
epr-5	33.5	17	645 j	0.322
epr-6	39.2	10	645 j	0.349
epr-7	39.2	10	645 j	0.375
epr-8	20.0	10	645 j	0.475

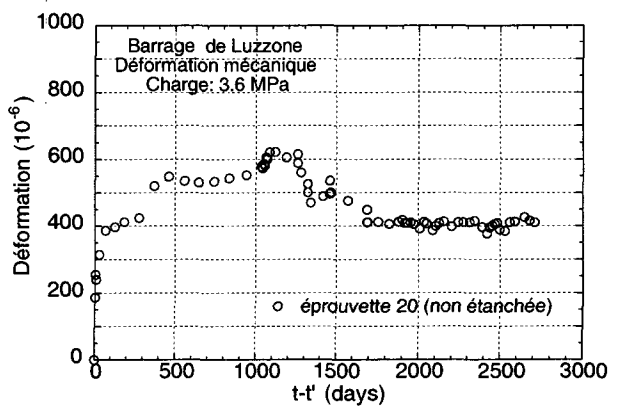
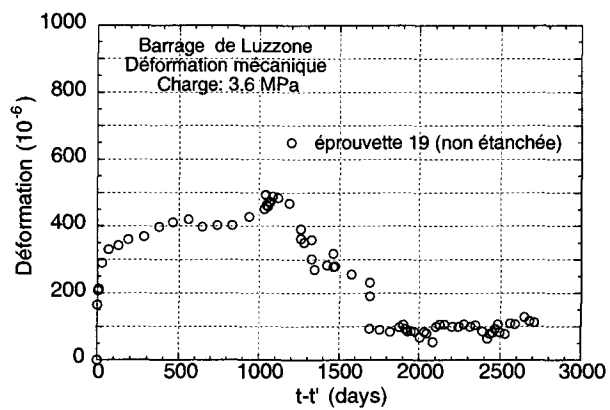
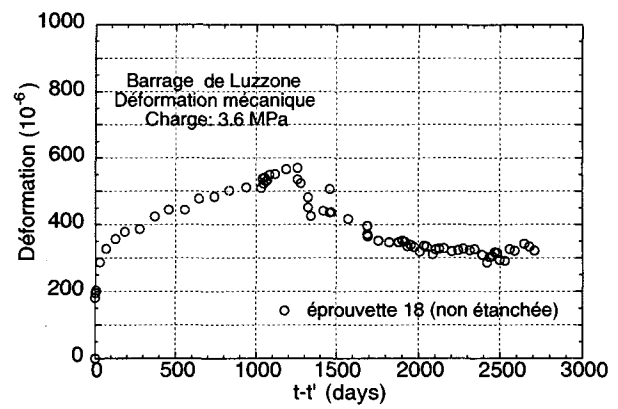
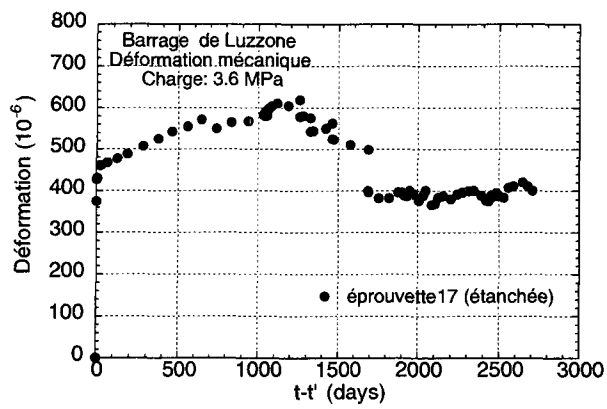
Annexe B

Courbes individuelles de déformation et de fluage à long terme (béton de Luzzzone)

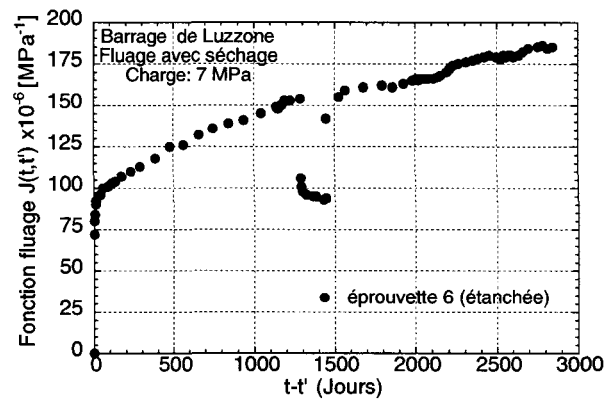
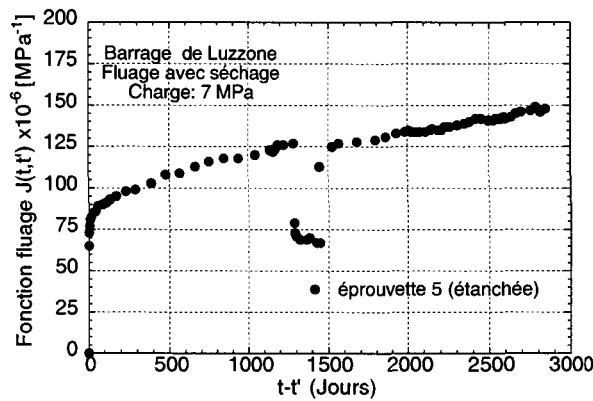
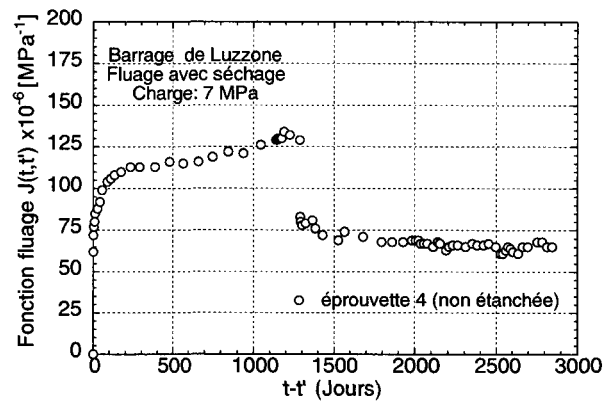
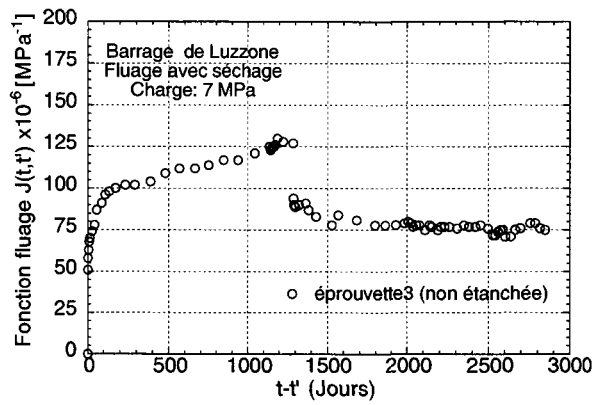
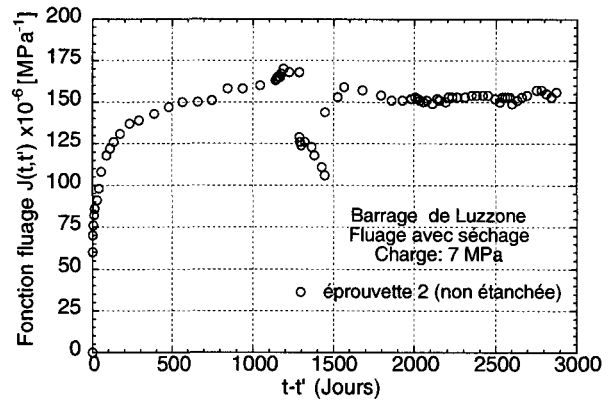
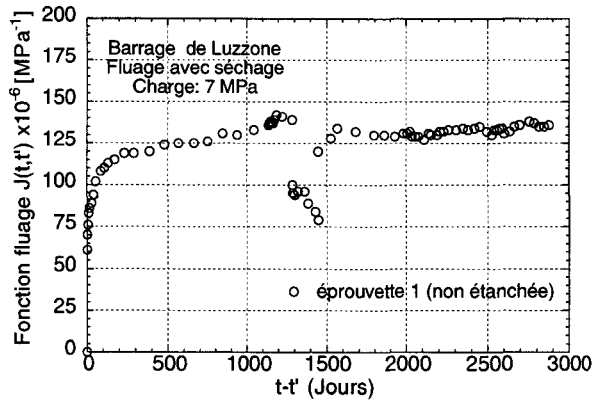


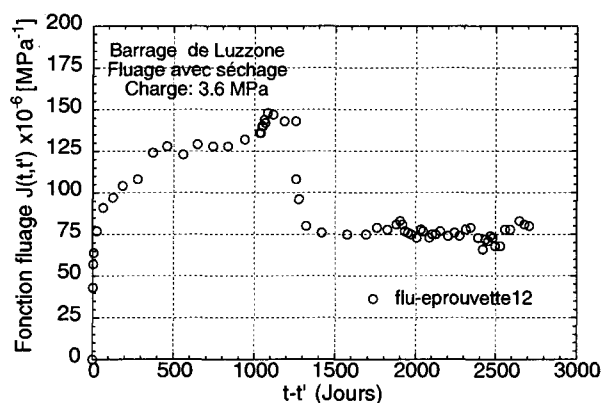
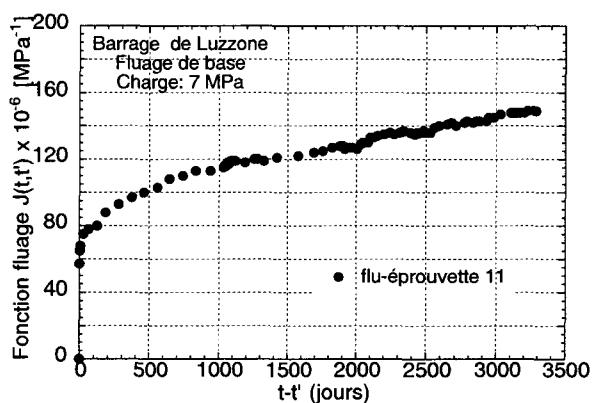
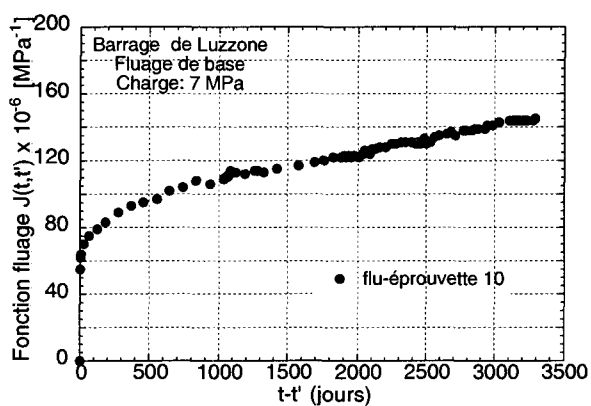
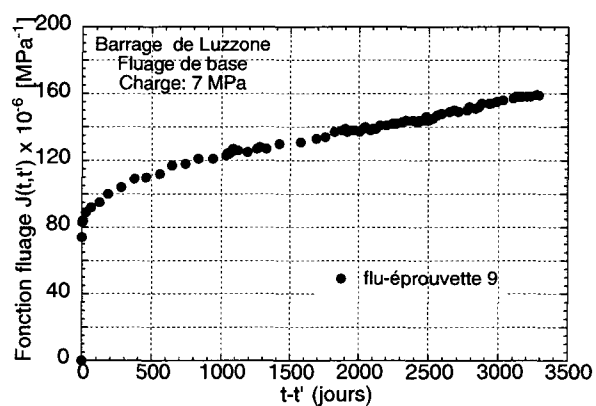
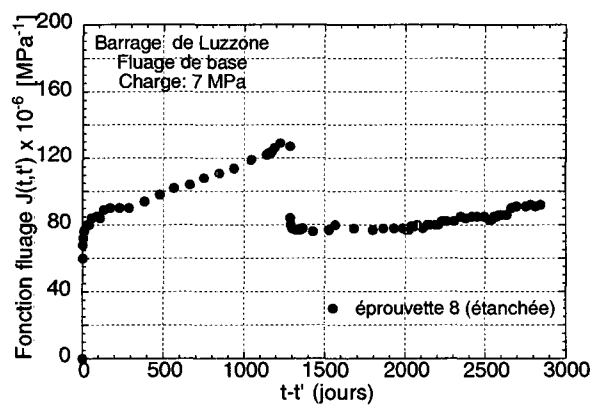
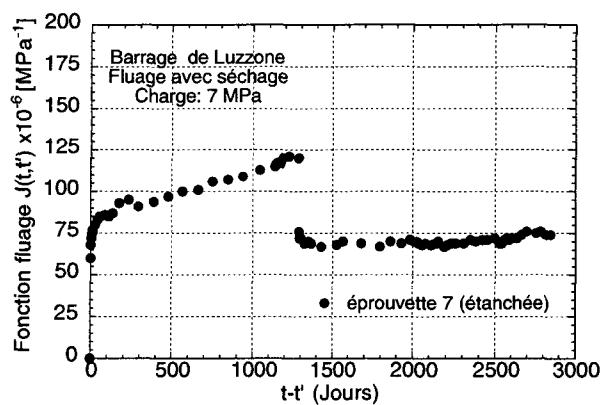


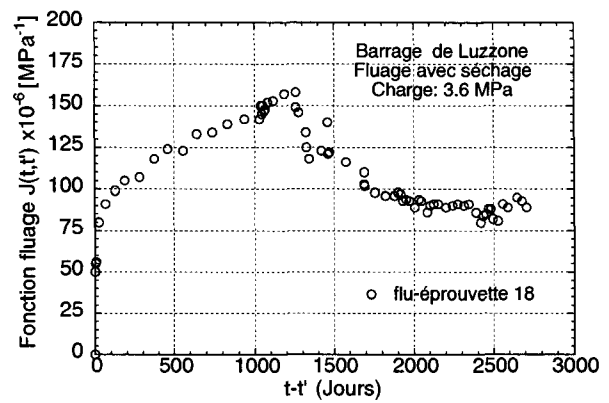
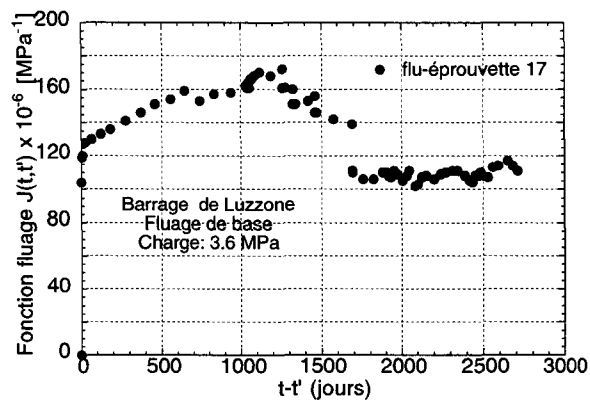
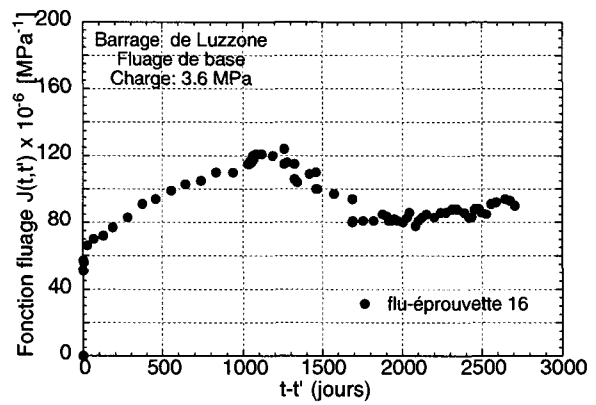
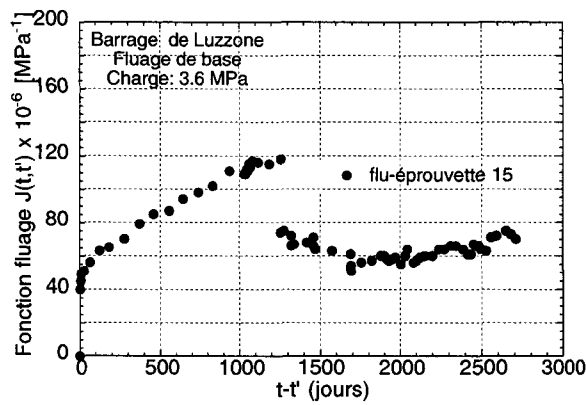
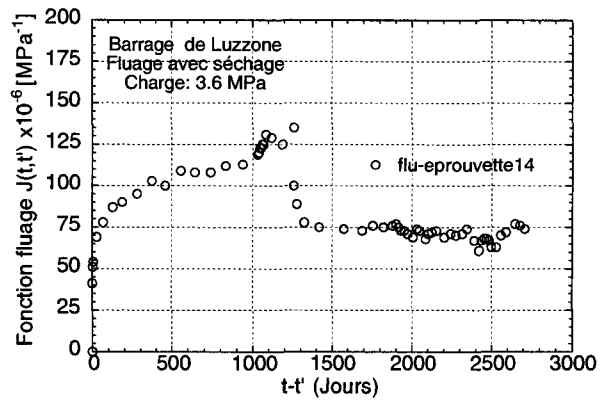
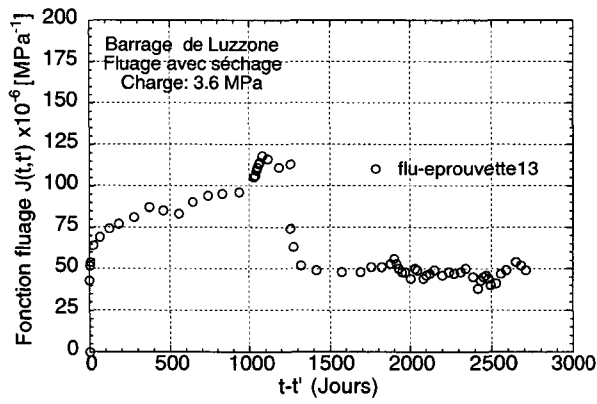


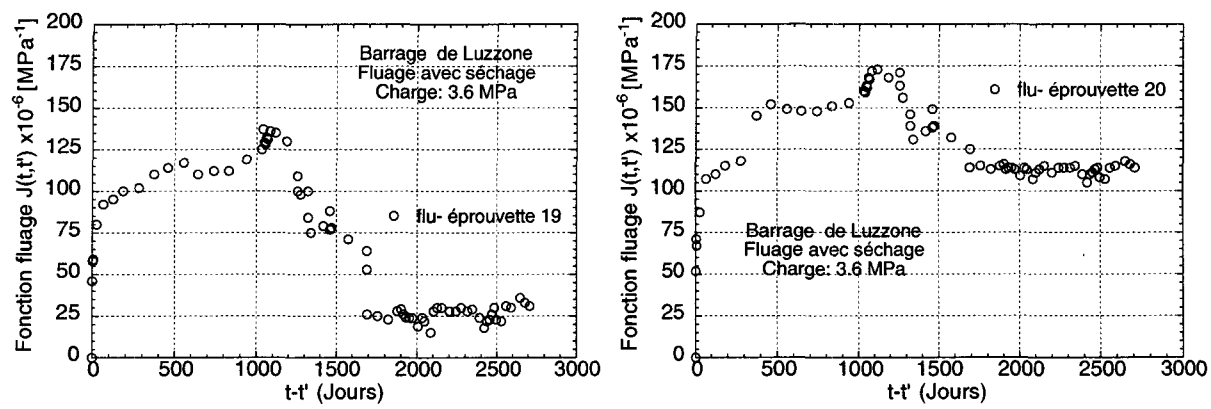


Courbes de fluage à long terme (Béton de Luzzzone)



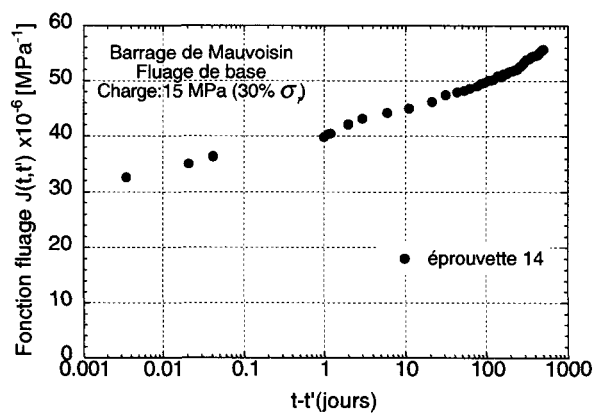
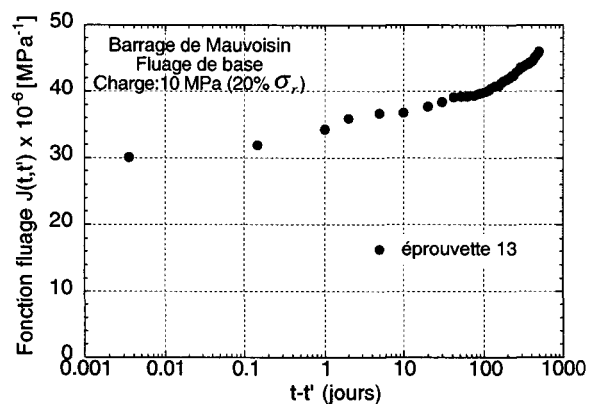
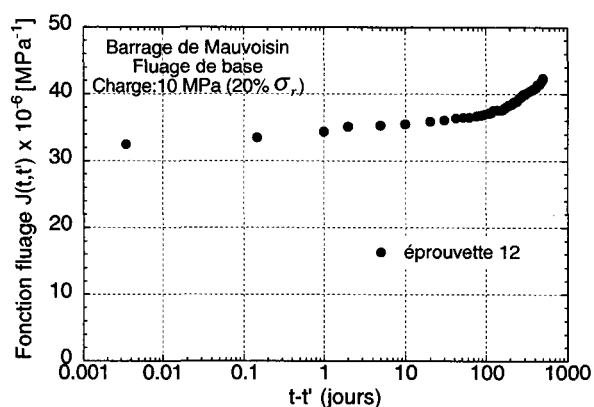
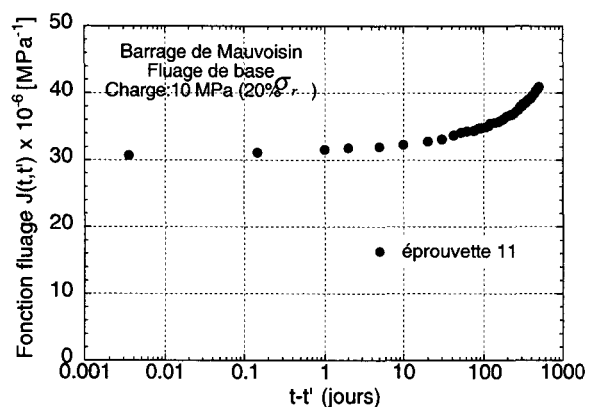


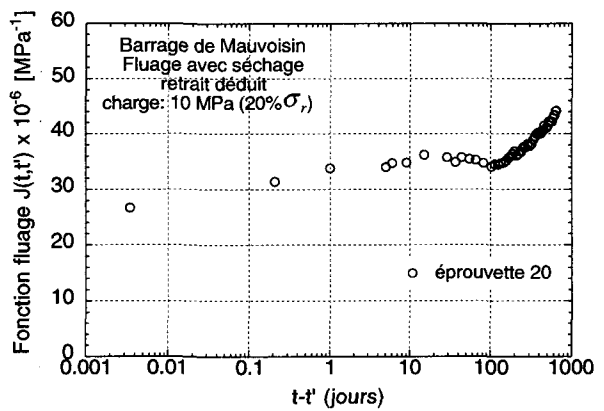
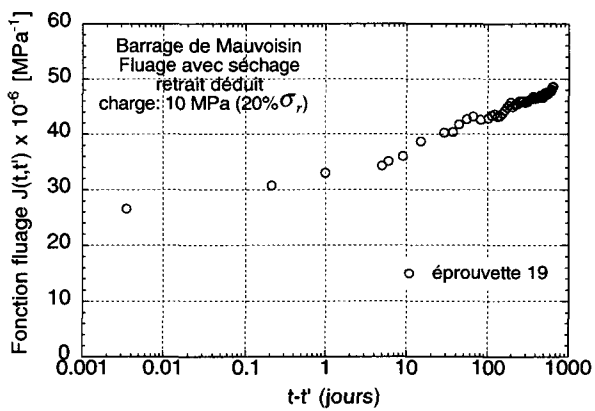
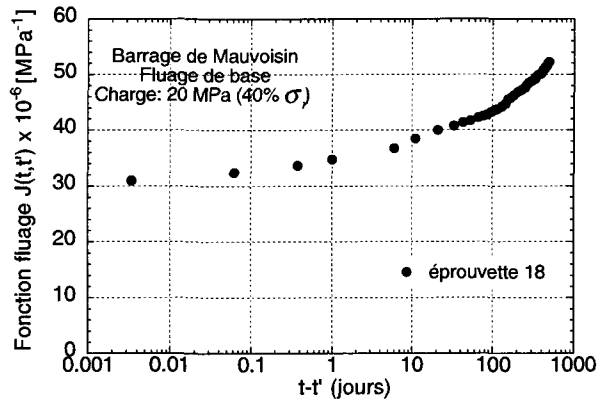
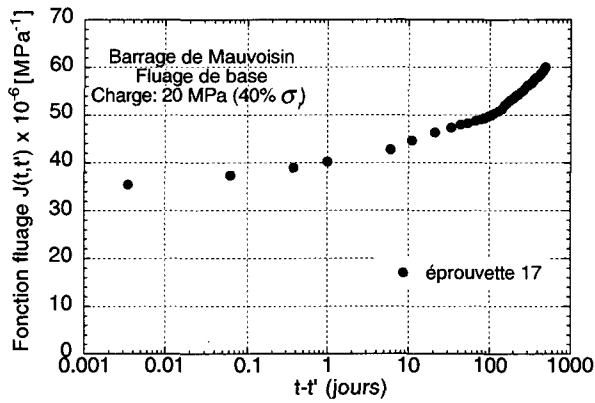
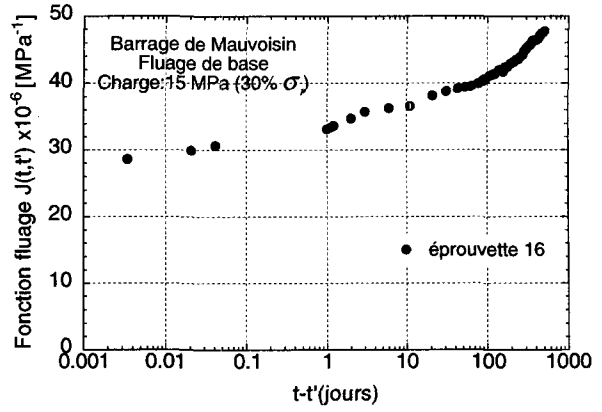
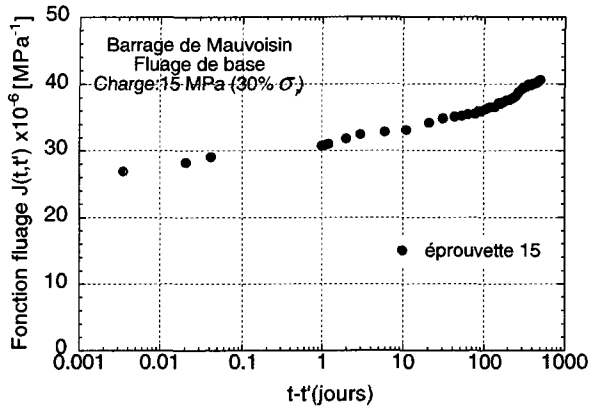


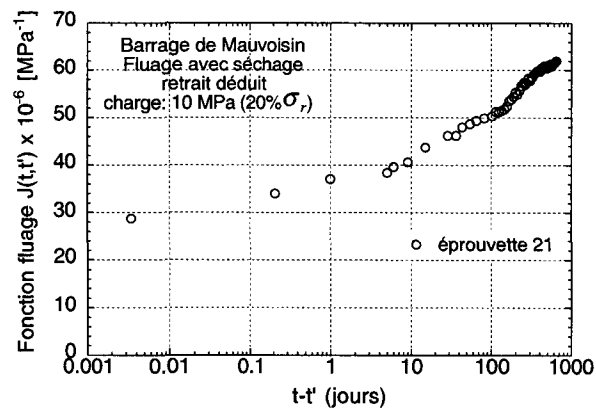


Annexe C

Courbes de fluage à divers taux de chargement (Béton de Mauvoisin)

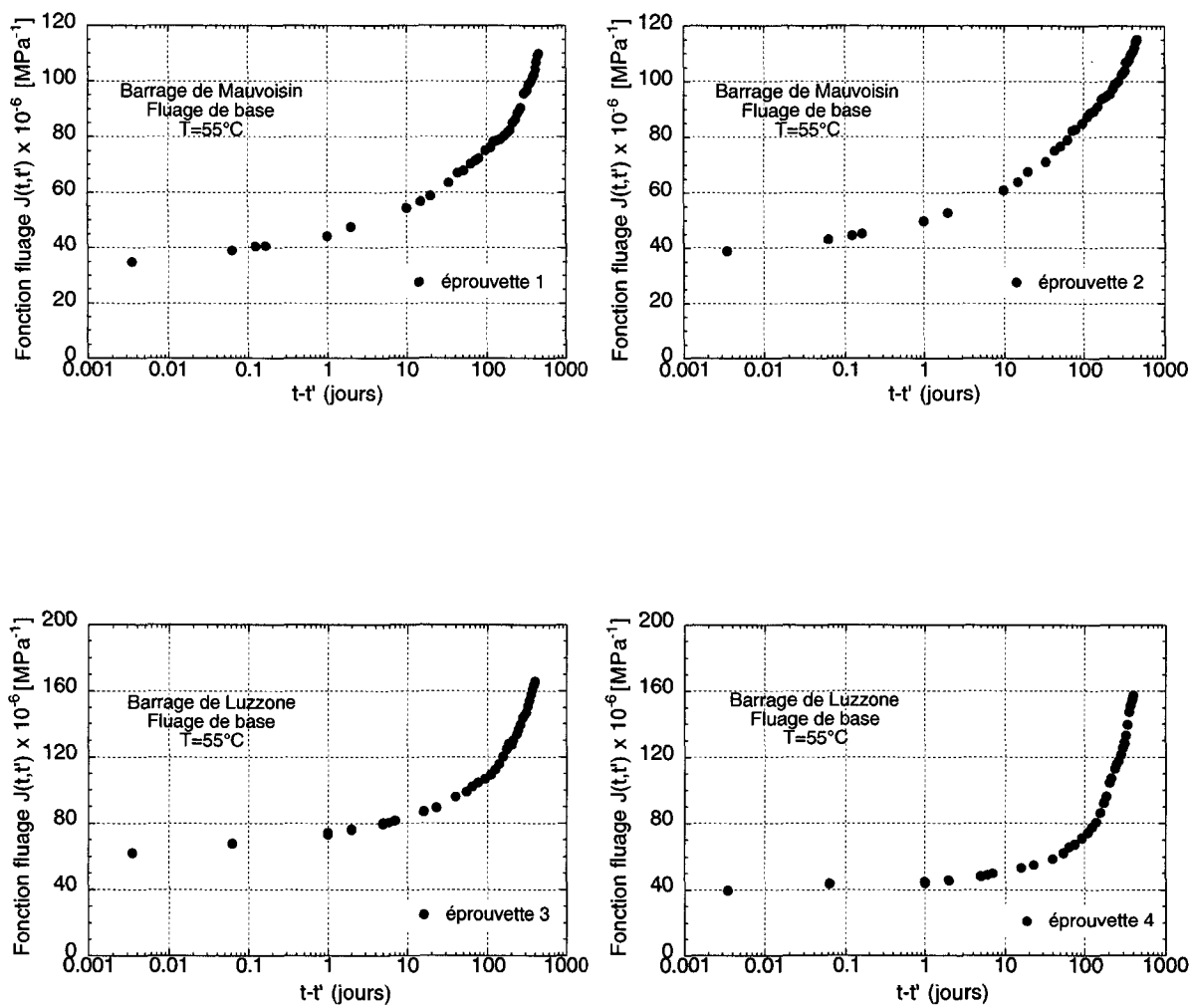


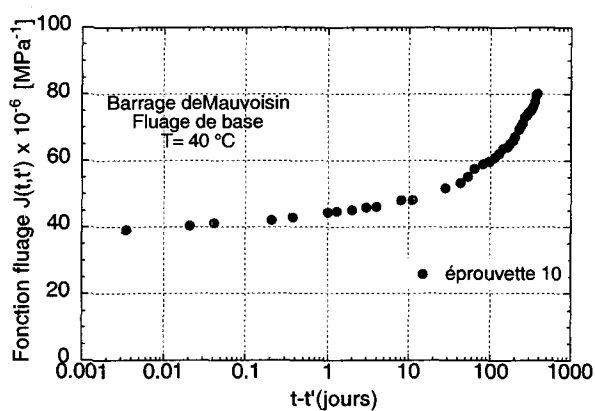
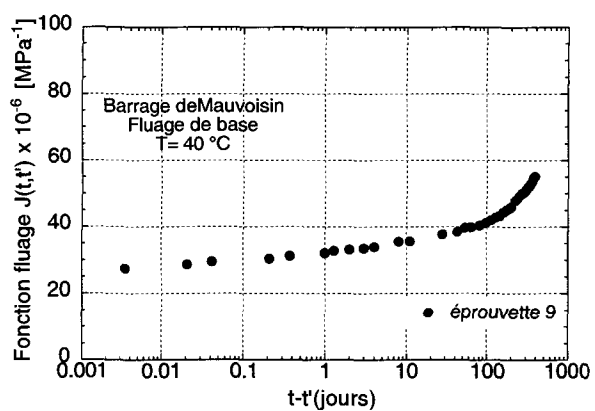
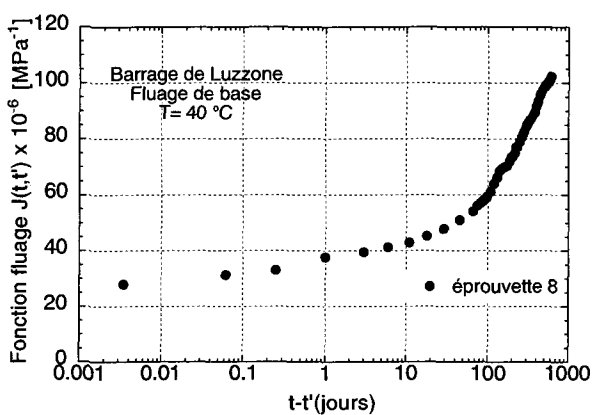
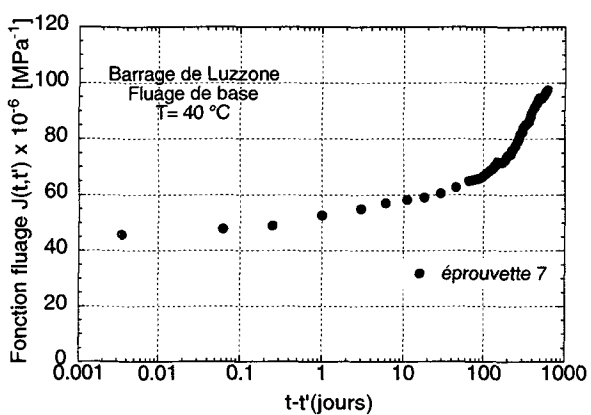
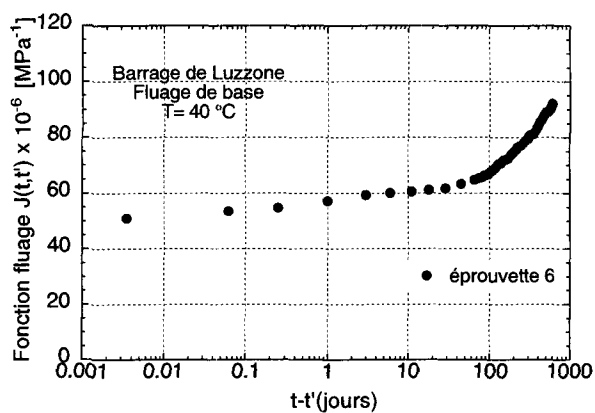
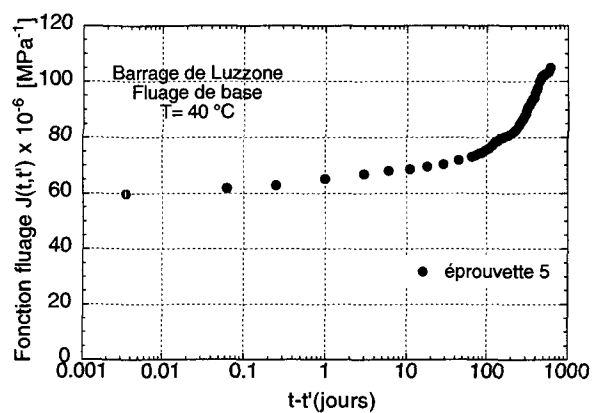




Annexe D

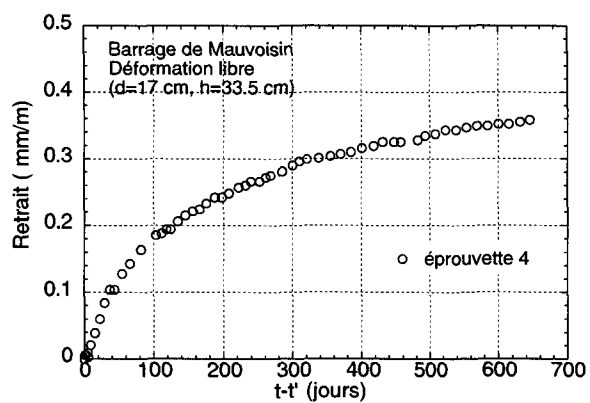
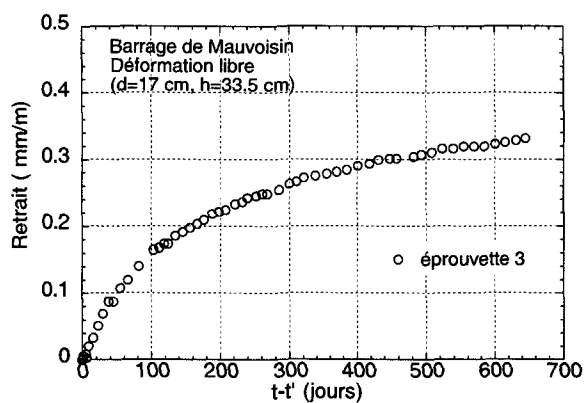
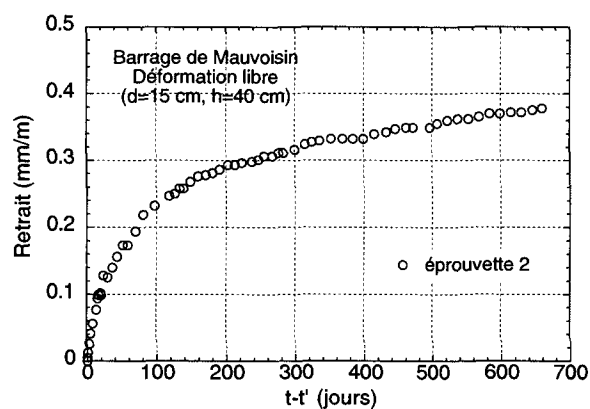
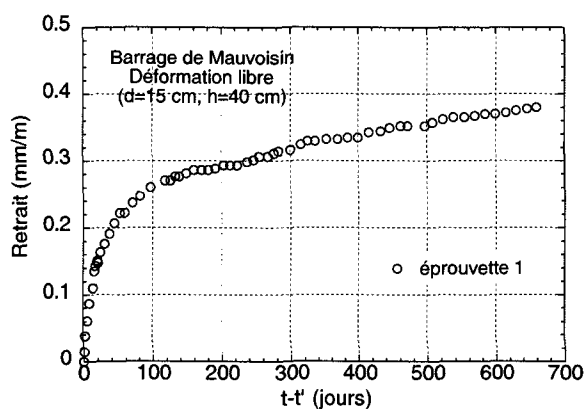
Courbes de Fluage à 40 et 55°C (Bétons de Mauvoisin et Luzzzone)

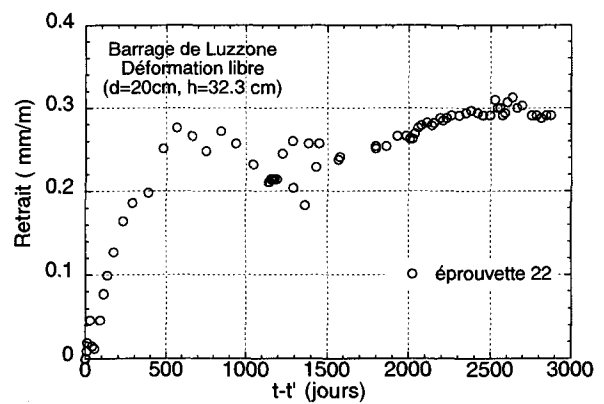
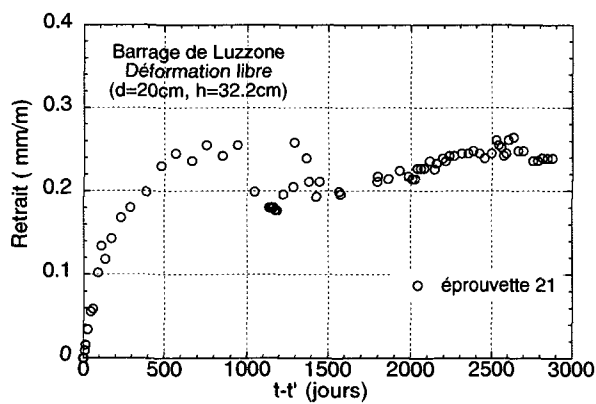
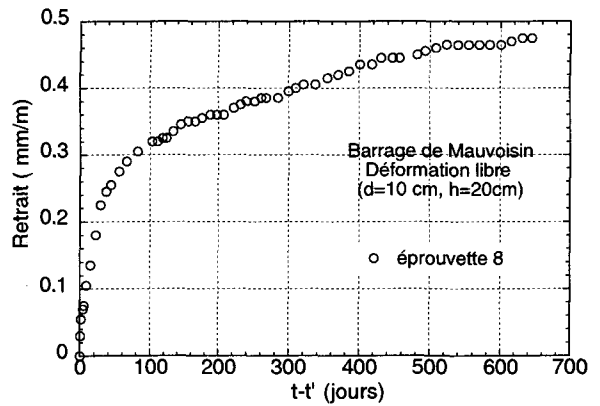
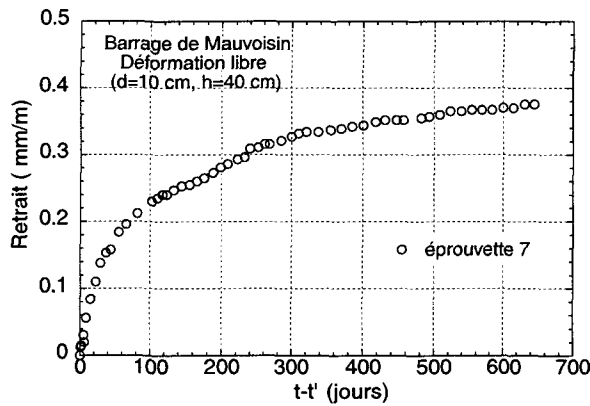
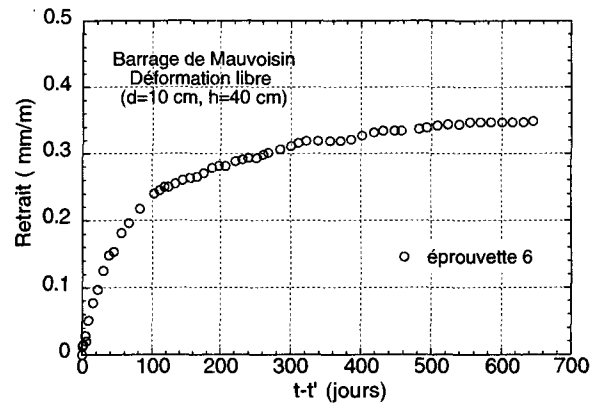
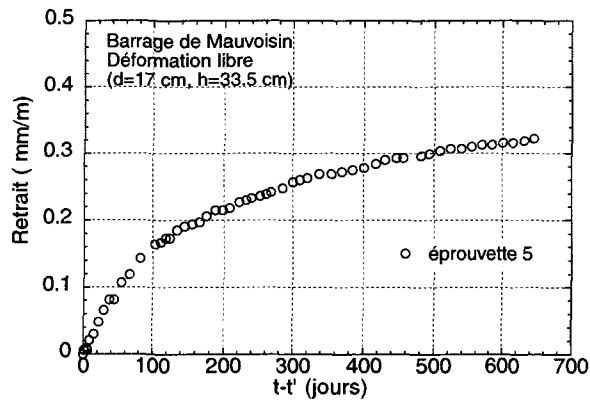


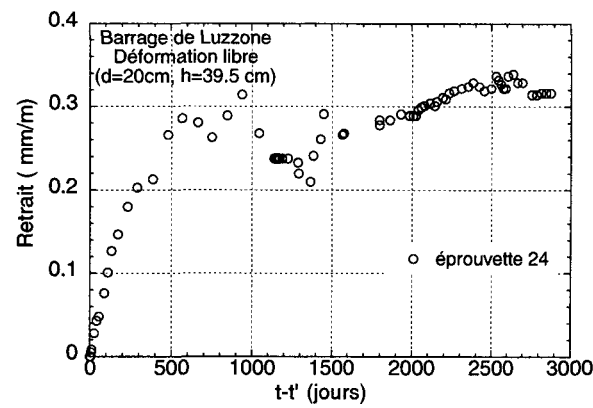
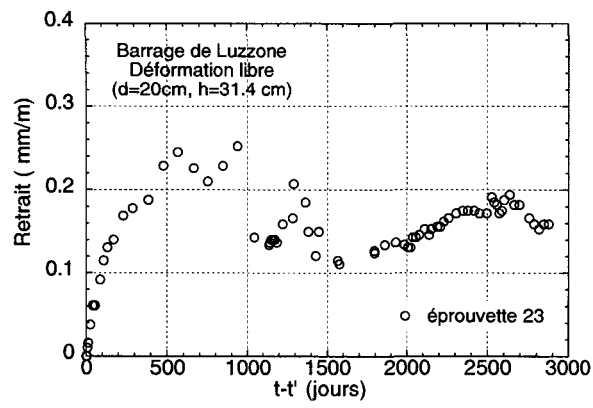


Annexe E

Courbes de retrait (Bétons de Luzzzone et Mauvoisin)







Annexe F

Détermination de coefficient de dilatation thermique

1. Mode opératoire

Les éprouvettes ont été séchées à l'étuve à 60°C, jusqu'à poids constant, puis emballées dans un double film étanche à la vapeur d'eau formé d'une feuille de papier adhésif en aluminium et d'une feuille de plastique alimentaire. Elles ont été disposées sur un châssis de mesure en parallèle avec une éprouvette témoin en INVAR, dans une enceinte climatisée. Une éprouvette témoin de même géométrie est placée dans l'enceinte. Une sonde de température de type PT100 placée à l'intérieur de l'éprouvette témoin permet de connaître la température au centre de l'éprouvette en fonction de la température de consigne (après 2 heures environs). Les mesures de dilatation thermique ont été effectuées lors de deux cycles de températures de +20 °C à 40°C et retour à 20°C. Le coefficient de dilatation thermique moyen est calculé à partir de la moyenne des coefficients mesurés lors de chaque écart de température. La mise en place des éprouvettes sur le châssis de mesure et le schéma du dispositif de mesure sont présentés respectivement sur les figures 1-1 et 1-2.



Figure 1-0-1 Mise en place des éprouvettes dans une enceinte climatisée.

2. Tableau des mesures

Température(°C)			Bâti n°1			Bâti n°2			Bâti n°3		
consigne	mesurée	ΔT	Ech-1-M	Invar	Ech-1-L	Ech2-M	Invar	Ech2-L	Ech3-M	Invar	Ech3-L
			L=150 (mm)	L=148.25 (mm)	L=150 (mm)	L=150 (mm)	L=147.49 (mm)	L=150 (mm)	L=150 (mm)	L=148.32 (mm)	L=150 (mm)
20	20.1		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40	40.4	20.3	0.037	0.007	0.040	0.040	0.011	0.038	0.033	0.007	0.037
20	20.2	20.2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001
40	40.1	20.2	0.036	0.007	0.039	0.039	0.012	0.037	0.032	0.007	0.036
20	20.0	20.4	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Moyenne ΔL -Invar (mm)				0.007			0.011			0.007	
Moyenne ΔL éprouvette (mm)			0.0365		0.0392	0.0392		0.0375	0.0325		0.036

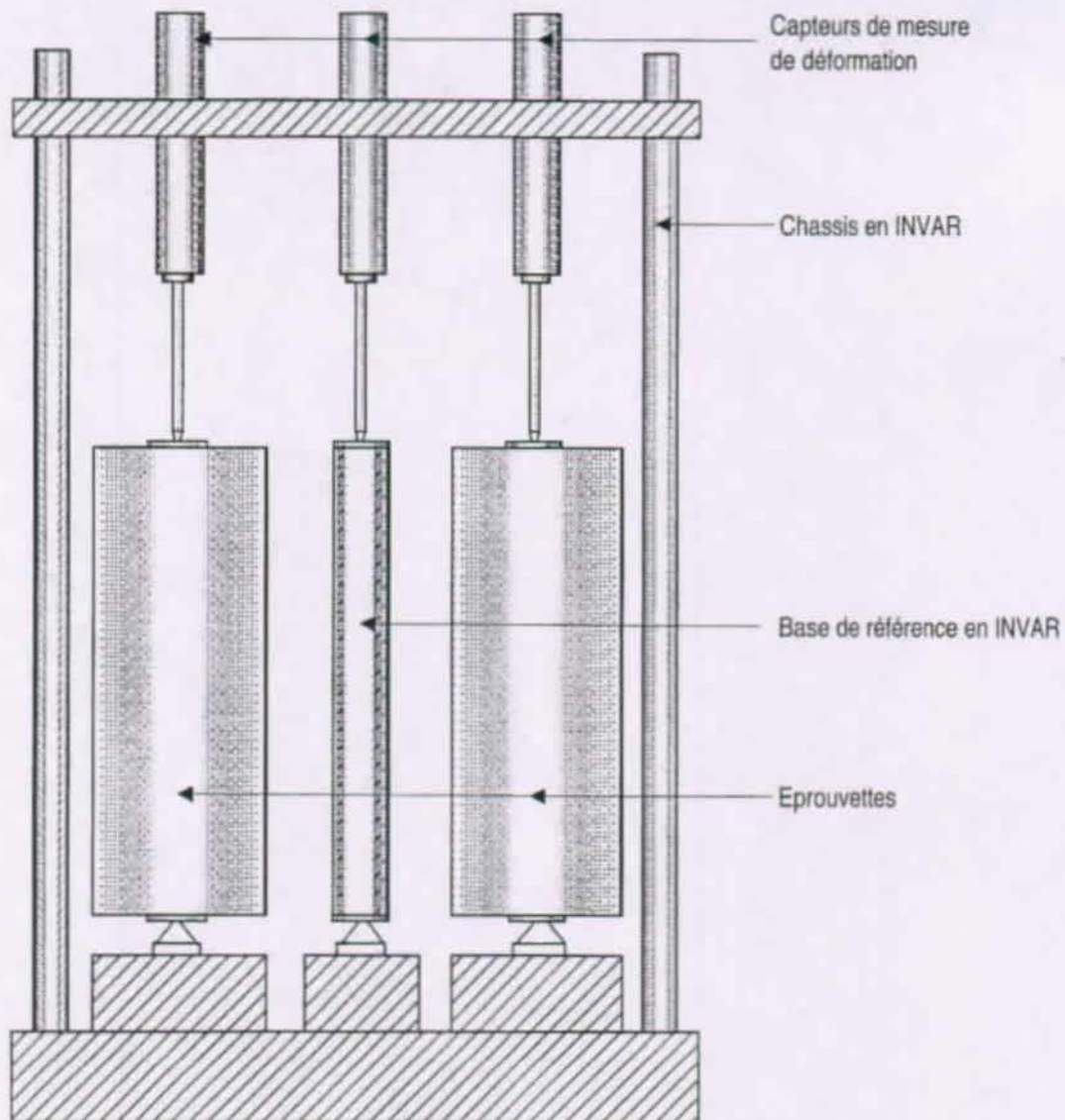
ΔT moyen [°C]	20.2					
Longueur de la référence en Invar (mm)	148.25		147.49		148.32	
Dilatation de la référence en Invar (calculée) avec $\alpha_{\text{invar}} = 1.5 \times 10^{-6} [1/^{\circ}\text{C}]$	0.0044		0.0044		0.0044	
Dilatation éprouvette (mm)	0.0365	0.0392	0.0392	0.0375	0.0325	0.036
Longueur de l'échantillon L (mm)	150	150	150	150	150	150
Coefficient de dilatation thermique $\alpha \times 10^{-6} [1/^{\circ}\text{C}]$	11.57	12.68	11.02	10.46	10.13	11.13

3. Résultats

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau ci-dessous :

	Béton de Luzzzone	Béton de Mauvoisin
Coefficient de dilatation Thermique	$11.42 \times 10^{-6} [1/^{\circ}\text{C}]$	$10.90 \times 10^{-6} [1/^{\circ}\text{C}]$

Schéma du dispositif de mesure



$$\text{Dilatation épreuve} = \Delta L_{\text{épreuve-mesuré}} - \Delta L_{\text{chassis}}$$

$$\text{Dilatation référence INVAR} = \Delta L_{\text{INVAR-mesuré}} - \Delta L_{\text{chassis}}$$

$$\text{Dilatation épreuve} - \Delta L_{\text{épreuve-mesuré}} = \text{Dilatation référence INVAR} - \Delta L_{\text{INVAR-mesuré}}$$

$$\text{Dilatation épreuve} = \Delta L_{\text{épreuve-mesuré}} - \Delta L_{\text{INVAR-mesuré}} + \text{Dilatation référence INVAR}$$

Figure 1-0-2 Schéma du dispositif de mesure.

Curriculum Vitae

Abdelkrim BENGOUAM

Né le 08 juillet 1965 à Alger

Marié, 1 enfant

FORMATION

1995: Diplôme d'études approfondies (DEA) en Mécanique des Solides et des Structures de l'Ecole Normale Supérieure de *Cachan / CNRS / Paris 6*.

1993: Diplôme d'études supérieures spécialisées (DESS) en génie côtier de *l'université du Havre*.

1990: Diplôme d'ingénieur d'état en travaux publics de *l'ENTPE d'Alger*.

1985: Baccalauréat mathématiques (série C).

EXPERIENCE PROFESSIONNELLE

1996-2002 Assistant-Doctorant au LMC-EPFL

Enseignement: Travaux dirigés sur la modélisation des comportements des matériaux et les travaux pratiques sur le béton destinés aux élèves ingénieurs en génie civil et matériaux.

1995 (6 mois): Stage de DEA au LMT-ENS Cachan-Paris

Stage de DEA au LMT (Laboratoire de mécanique et technologie) à L'Ecole Normale Supérieure de Cachan sur le thème de modélisation et simulation de la rupture d'un assemblage en bois boulonné.

1993 (4 mois): Stage de DESS au DPC-Rabat

Direction des ports et des côtes à Rabat (Maroc). Mission: Etude technique de la protection du littoral, de la ville de Mohammedia contre l'érosion

1990-1992 (2 ans): Ingénieur d'étude au Ministère de l'Equipement-Alger

Ingénieur d'étude au Ministère de l'Equipement à Alger au sein de la direction de l'exploitation et de l'entretien routier où j'ai élaboré un logiciel de base de données pour la gestion et l'entretien des ouvrages d'art.

1990 (6 mois): Ingénieur d'étude au CTTP-Alger

Stage de fin d'études d'ingénieur effectué au sein du bureau d'étude du CTTP (Organisme national de contrôle technique des travaux publics) Projet: Conception et calcul d'un pont dalle sur un échangeur à Constantine.

CONNAISSANCES LINGUISTIQUES

Anglais, Français, Berbère, Arabe: Courant.

Allemand, Espagnol: notions

8.2.2 Barrage de Mauvoisin

Les agrégats furent extraits des sédiments et éboulis tapissant le fond de la retenue, leur granulométrie naturelle, trop pauvre en fin, fut améliorée par concassage. Les diamètres de coupure des 5 composantes étaient les suivants : 4, 10, 30, 60 et 120 mm. Deux catégories de béton furent mises en place : le béton de parement avec un dosage en ciment Portland de 250 kg/m³ et le béton de masse, dont le dosage était en principe de 175 kg/m³, mais pouvait s'élever en des endroits à 190 kg/m³. L'épaisseur du béton de parement était normalement de 4.5 m à l'amont et 3.5 m à l'aval, mais elle était augmentée aux endroits de fortes contraintes, en particulier au ventre amont et dans les régions du pied aval. Le bétonnage s'effectuait simultanément pour les deux catégories de béton par levées de 3m en 6 couches de 50 cm d'épaisseur avec pose, à la base de chaque nouvelle levée, d'un réseau de serpentins de Ø 22 mm destiné à la réfrigération artificielle du béton par circulation d'eau. L'adjonction d'un entraîneur d'air était généralisée à l'ensemble du barrage. Les principales caractéristiques moyennes du béton sont données dans le tableau 8-3:

Tableau 8-3 Caractéristiques du béton de Mauvoisin.

Dosage Kg/m ³	E/C	Résistance à la compression sur cubes à 90 jours (MPa)	Dispersion Quadratiques Des résultats (%)
175	0.66	32.6	11.6
190	0.61	34.8	12.5
250	0.47	42.2	7.5

D'après le rapport n° :40059.Y/U/EFS de décembre 1986 établi par la société Electrowatt ingénieurs-conseils SA de Zurich. Une campagne de reconnaissance destinée à estimer la résistance actuelle du béton de barrage de Mauvoisin a été réalisée en automne 1986 dans le cadre de la mise au point du projet de surélévation du barrage. Cette campagne a consisté à prélever 12 carottes de béton d'une longueur d'environ 2 m et d'un diamètre d'environ 30 cm dans le couronnement du barrage et de procéder à des essais de résistance à la compression et à la traction ainsi que le module d'élasticité. Les résultats des valeurs moyennes sont donnés dans le tableau 8-4:

Tableau 8-4 Caractéristiques du béton de Mauvoisin (compagne d'essai de 1986).

Résistance (MPa)	Moy	Ecart-type	Min	Max
Compression	54.1	7.4	40.6	66.5
Traction	1.89	0.49	1.27	2.6
Module	28410	3.52	21540	35000

8.3 Préparation des éprouvettes et conditions de conservation

Dès la réception des éprouvettes au Laboratoire de Matériaux de Construction, elles ont été sciées et rectifiées mécaniquement. Au total 20 éprouvettes de 20 cm de diamètre et 40 cm de hauteur ont pu être prélevées dans les carottages effectués sur le barrage de Luzzzone et 25 éprouvettes de 17 cm de diamètre et 40 cm de hauteur sur les carottages effectués sur le barrage de Mauvoisin.

**Figure 8-1** Préparation de l'étanchéité des éprouvettes.

Les éprouvettes ont été conservées dans la chambre humide jusqu'à la date de début des essais. Les éprouvettes étanchées ont été couvertes par une feuille d'aluminium adhésive collée directement sur l'éprouvette, au-dessus de laquelle nous avons rajouté un film en polymère

(PVDC). Afin d'éviter d'endommager l'étanchéité pendant la mise en place, les éprouvettes ont été ensuite protégées par une bande adhésive, voir figure 8-1.

Les essais de fluage et de retrait ont été effectués dans une chambre climatique à température et humidité constante ($T = 20^{\circ}\text{C}$, $HR = 60\%$), la figure 8-2 présente les variations de température et d'humidité relative dans le local. Les valeurs de la température fluctuent de $\pm 2^{\circ}\text{C}$, et celle de l'humidité relative de $\pm 5\%$.

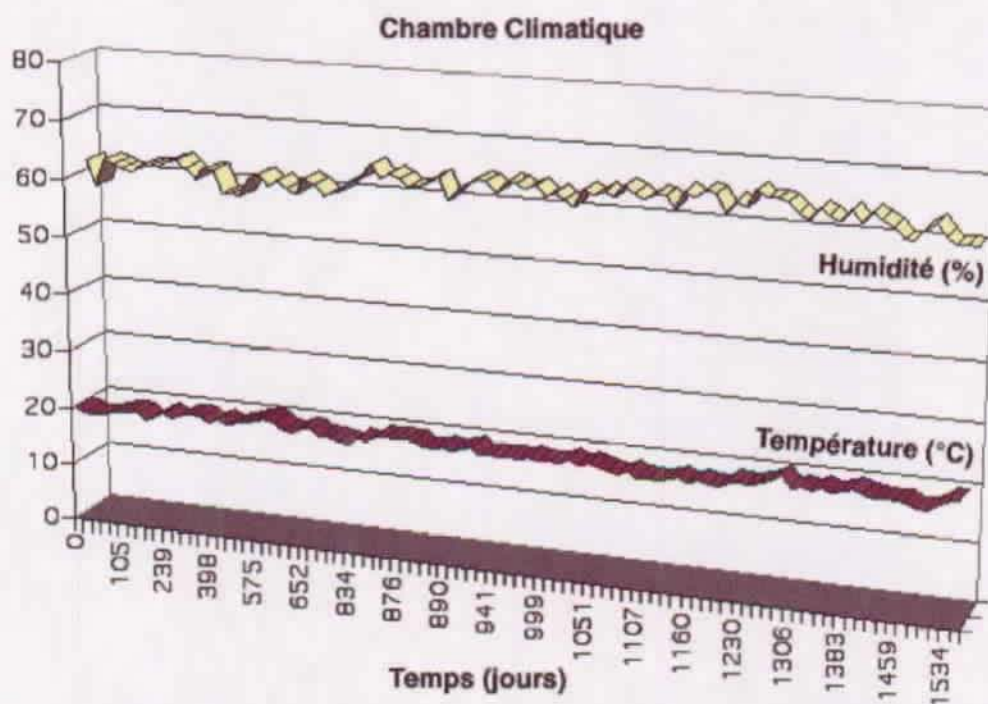


Figure 8-2 Variation de la température et de l'humidité relative dans le local d'essais.